"AMPLIACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA JUAN ZACARÍAS MONTENEGRO, DISTRITO DE QUERECOTILLO, PROVINCIA DE CUTERVO – CAJAMARCA"

MEMORIA DE CÁLCULO ESTRUCTURAL

I.DESCRIPCIÓN GENERAL DEL PROYECTO

Esta Memoria Descriptiva corresponde al Proyecto de Estructuras de la "**AMPLIACIÓN DE LA INFRAESTRUCTURA DE LA INSTITUCIÓN EDUCATIVA JUAN ZACARÍAS MONTENEGRO, DISTRITO DE QUERECOTILLO, PROVINCIA DE CUTERVO – CAJAMARCA"**, conforme a los planos del Proyecto.

En base a la arquitectura proporcionada y requerimientos se plantea el diseño de una estructura basada en un sistema de vigas y columnas que formaran los pórticos y muros de albañilería confinada con pórticos de concreto armado, de tal manera que se pueda integrar ambos sistemas.

Se optó por colocar elementos de concreto armado en ambas direcciones con el fin de disminuir los efectos de la carga lateral por sismo, es decir, disminuir los desplazamientos laterales y sus respectivas distorsiones.

El análisis estructural se basará en un modelo matemático por elementos finitos tridimensionales mediante láminas que toman corte, carga axial y flexión fuera del plano de dichos elementos con el fin de lograr una mayor comprensión del diseño realizado.

El cálculo se basa en métodos racionales de acuerdo a las expresiones encontradas en las normas estructurales vigentes y referencias. Aquí se tomaron en cuenta las diferentes posibilidades de distintos estados de cargas sobre la estructura y el estudio de los elementos más desfavorables.

Las edificaciones están estructuradas y diseñadas de manera tal de lograr un buen comportamiento frente a los sismos, siguiendo los lineamientos establecidos en las Normas Técnicas de Edificación del Reglamento Nacional de Edificaciones vigente: E.030 y E.060.

La cimentación de las edificaciones es de tipo superficial con zapatas y vigas de cimentación, las cuales se proyectan sobre cimientos convencionales de concreto simple para recibir los muros de albañilería.

Para la estructuración en el sentido longitudinal del módulo principal se han utilizado pórticos con columnas y vigas de concreto armados con la rigidez apropiada para controlar los desplazamientos laterales de entrepiso.
Para la batería de baños se considerara íntegramente muros de albañilería confinada en aparejo de cabeza. Con un sistema de cobertura liviana a 2 aguas.

Para las cargas de sismo se han considerado las cargas por gravedad teniendo en cuenta la Norma Técnica de Edificación E.020 referente a cargas. Los techos son de tipo convencional con losas aligeradas de 0.20 mt. de espesor y tijerales de madera en la batería de baños

El proyecto de evaluación estructural, de la Institución Educativa JUAN ZACARÍAS MONTENEGRO está constituido por la siguiente infraestructura:

1) **Módulo de Aulas :** constituido por 03 aulas en el 1er Nivel
2) **Módulo Biblioteca:** constituido por 01 ambiente para sala de lectura en el 2do nivel
3) **Sala de Computo:** constituido por 01 ambiente en el 2do nivel
4) **Patio de Formación:** constituido por 01 ambiente para dirección y actividades de los alumnos
5) **Módulo de Servicios:** constituido por la cconstrucción de 01 ambiente divido en 2 sectores para servicios higiénicos de varones y mujeres.
6) **Área de Vereda de la Extensión Educativa:** Construcción de pavimento rígido que servirá de vía de circulación de los alumnos
   Están ubicados:

- Localidad : Centro Educativo Juan Sacarías Montenegro.
- Distrito : Querocotillo.
- Provincia : Cutervo.
- Departamento : Cajamarca.

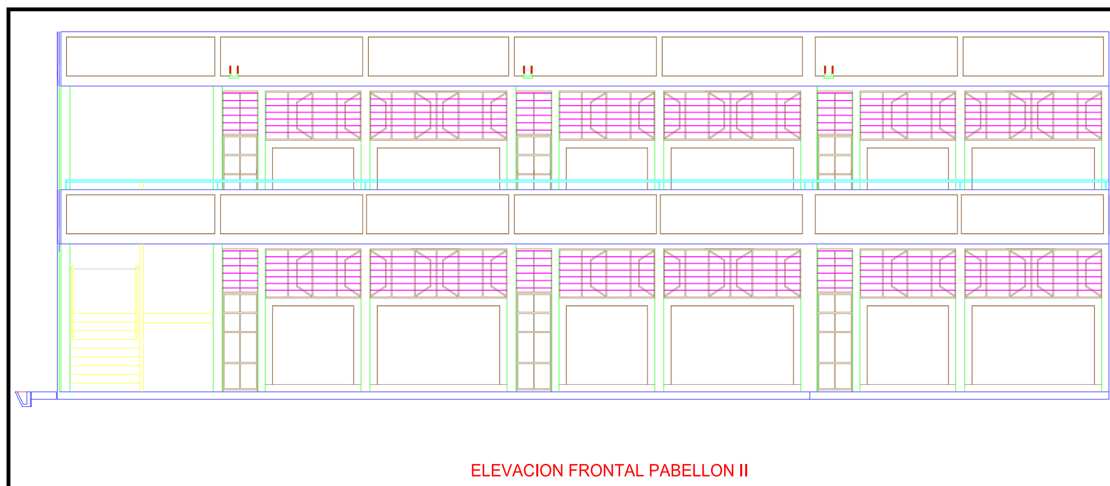


GRAFICO 01: Módulo de Aulas y Centro de Cómputo: 03 aulas en el 1er Nivel y 01 Biblioteca + 01 centro de cómputo en el 2do nivel.

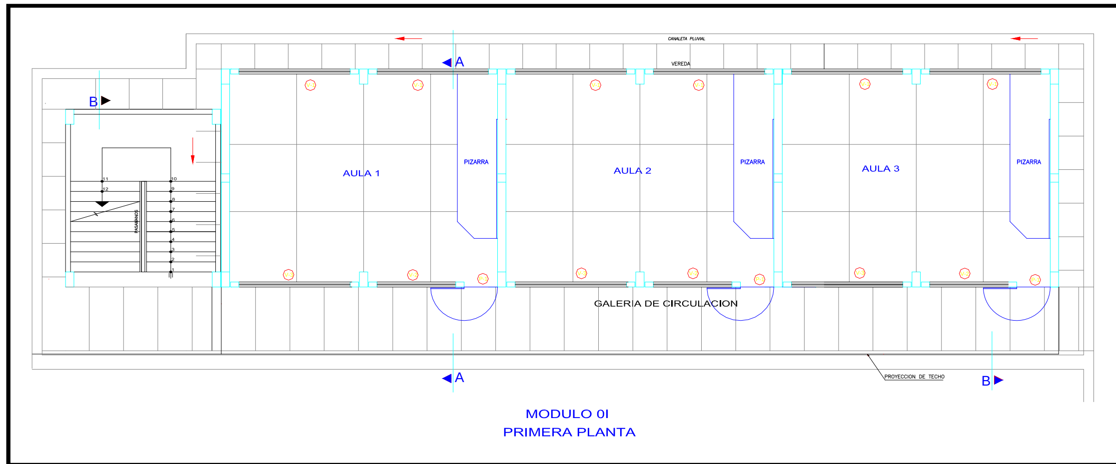


GRAFICO 02: Módulo 01: que contienen 03 ambiente para Aulas.

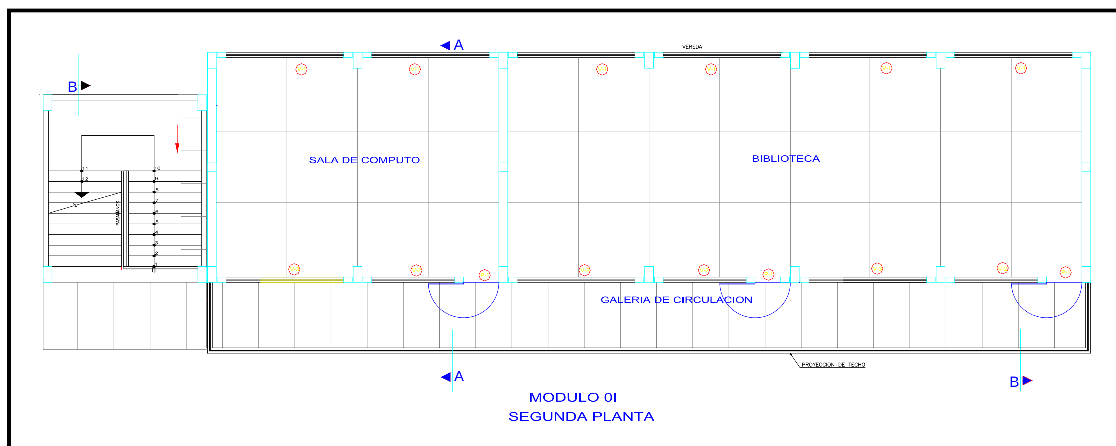


GRAFICO 03: Módulo 01: que contienen 01 ambiente para Sala de Computo y 01 ambiente para sala de reuniones.

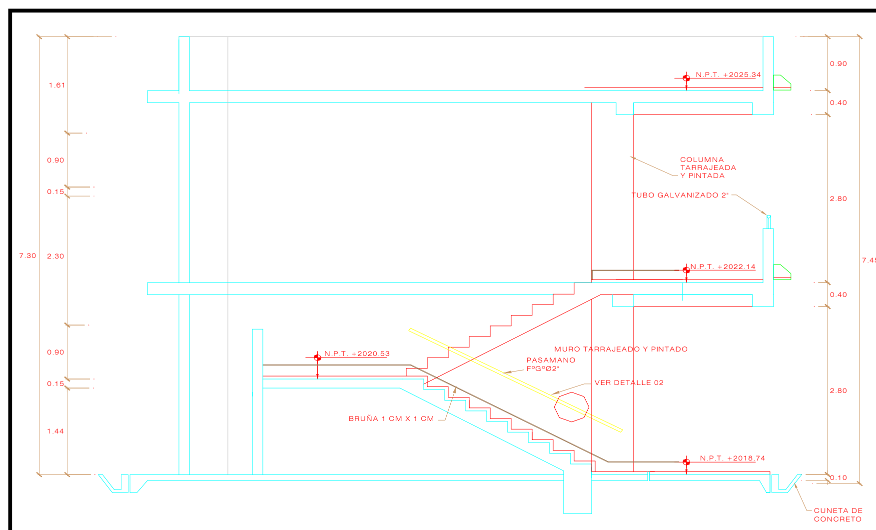


GRAFICO 04: Vista de perfil de la escalera de acceso a la Biblioteca y centro de cómputo.

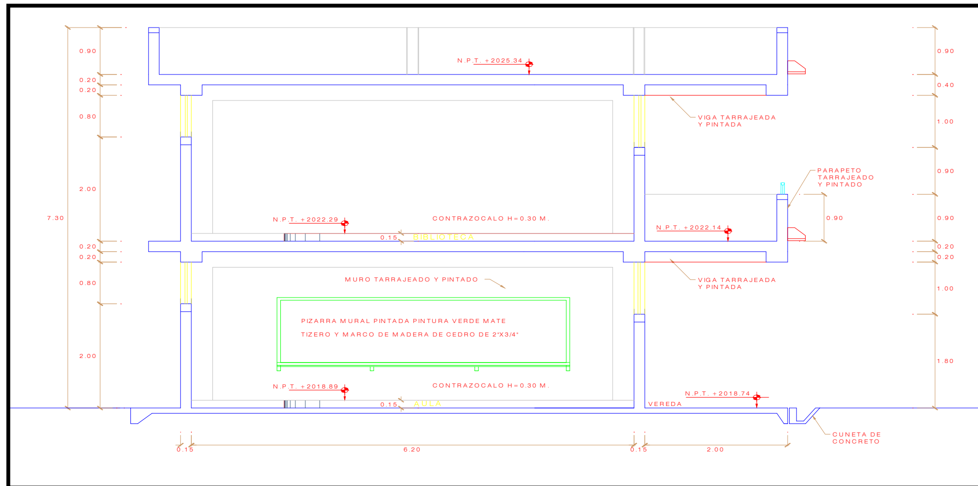


GRAFICO 05: Vista de perfil del Módulo de Aulas.

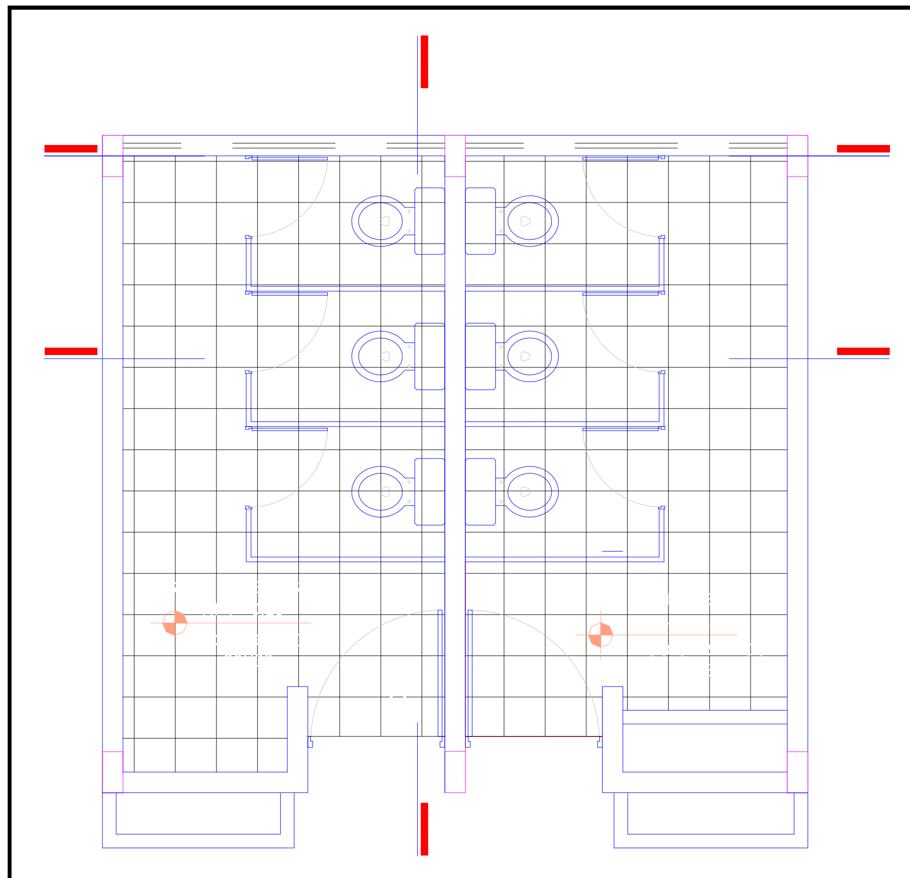


GRAFICO 06: Módulo de Servicios Higiénicos: constituido por 02 ambientes para servicios higiénicos para varones y mujeres

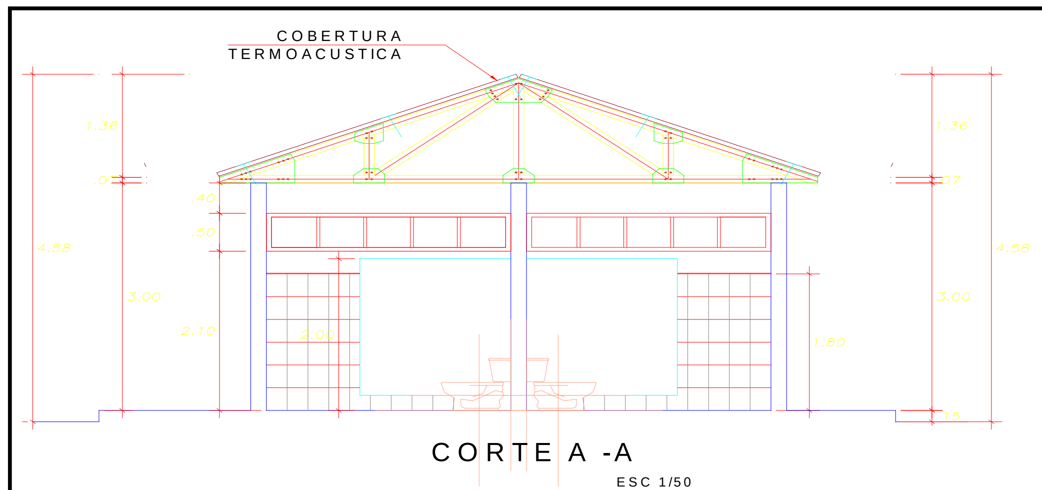


GRAFICO 06: Vista de elevación frontal del Módulo de Servicios Higiénicos.

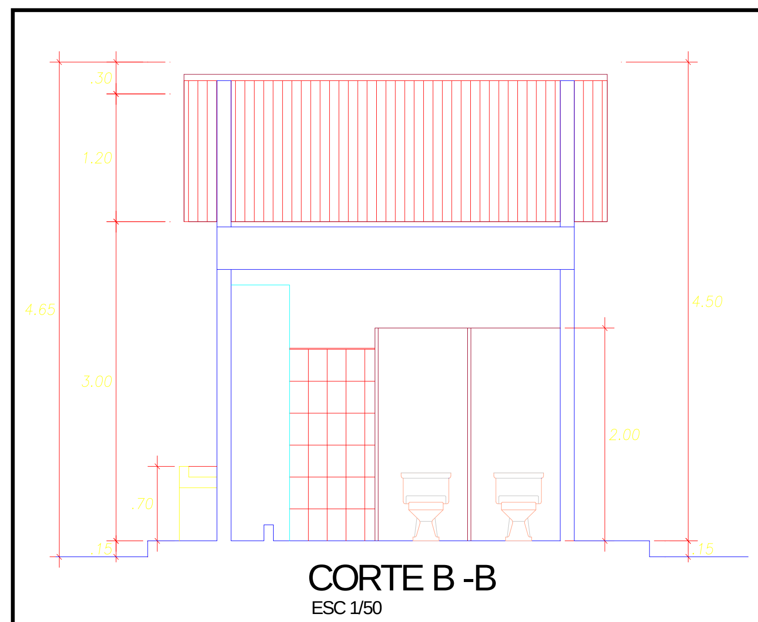


GRAFICO 07: Vista en corte del módulo de servicio higiénico.

II. OBJETIVO:

Efectuar un Análisis Espectral de los bloques de la **INSTITUCIÓN EDUCATIVA JUAN ZACARÍAS MONTENEGRO** para determinar posibles problemas estructurales, para esto se efectuara un análisis sísmico dinámico, así como una revisión de los diversos elementos que conforman la estructura en mención, para poder determinar posibles problemas estructurales. Para esto se tomara en cuenta lo indicado en los planos de estructuras.

III. PARÁMETROS DE DISEÑO ADOPTADOS

Normas:

Se empleó las siguientes normas:
E.020 Norma de Cargas – Resolución Ministerial Nº 290-2005-Vivienda.
E.030 Norma de Diseño Sismorresistente – Resolución Nº 290-2005-Vivienda
E.0.50 Norma de Suelos y Cimentaciones – Resolución Nº 290-2005-Vivienda
E.060 Norma de Concreto Armado – Resolución Nº 290-2005-Vivienda.
E.070 Norma de Albañilería – Resolución Nº 290-2005-Vivienda.

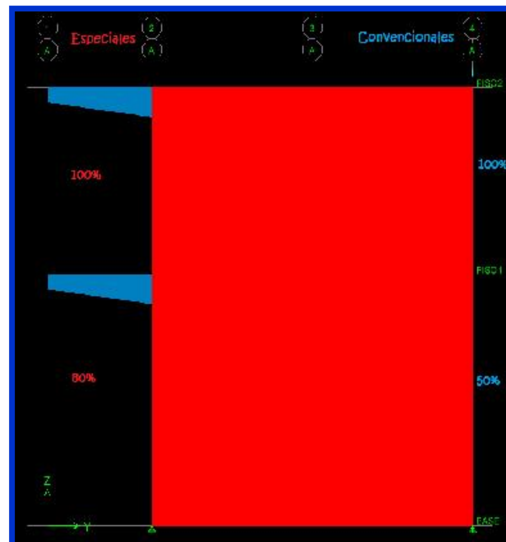
- Concreto armado : f'c=210 kg/cm2
- Acero : fy=4,200 kg/cm2
- Albañilería : f'm=45 kg/cm2
  Ladrillo tipo kk arcilla 18 huecos de 9x14x24 cm
  Mortero: 1: 4 cemento: arena.
  Salvo indicación en contrario en planos.

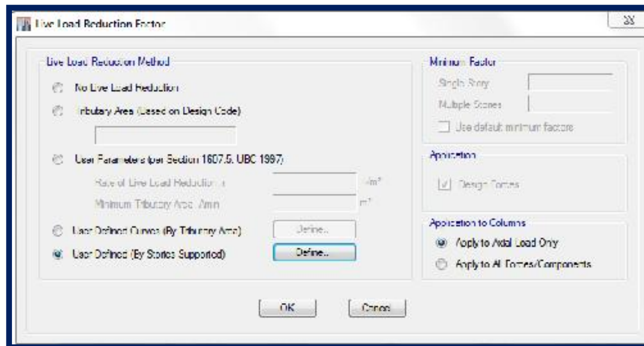
- **Cargas y Sobrecargas**

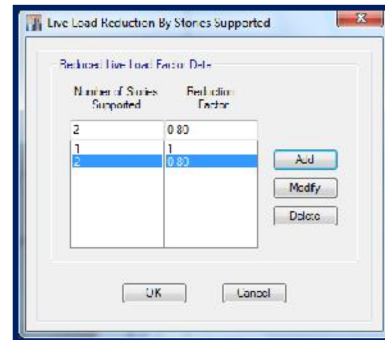
: En Laboratorios:	300 kg/m2
: En corredores y escaleras:	400 kg/m2
: En techos:	100 kg/m2
: Biblioteca sala de lectura:	300 kg/cm2
: Parapeto: 1.8x0.90x0.15:	0.25 ton/ml
: Tabiquería: 1:1.8x2.10x0.15:	0.57 ton/ml
: Tabiquería 2: 1.8x1.90x0.15:	0.52 ton/ml
: Acabados:	100kg/m2

- **Reducción de Carga Viva en Elementos Verticales**

  Las sobrecargas en azoteas o coberturas no deben de reducirse, en el penúltimo nivel se permite una reducción del 15% y un 5% adicional por cada nivel inferior. En edificios convencionales se aceptan reducciones hasta de un 50% como máximo. En edificios destinados a bibliotecas, almacenaje, archivos, estacionamientos, la reducción tendrá un máximo de 80%.





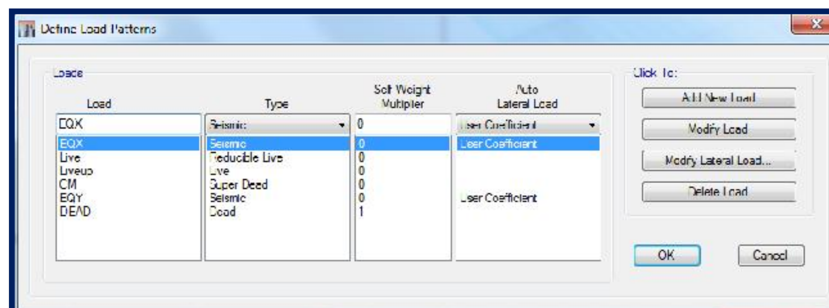


Combinaciones de Cargas:

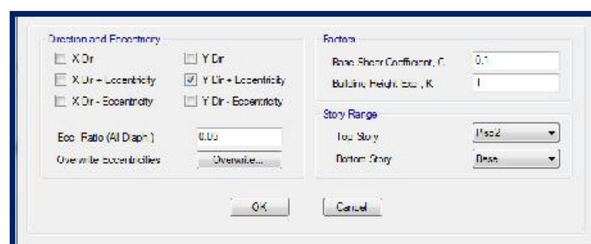
Se utilizaron las combinaciones indicada en la **Norma E-060** art 10.2.1:

U1= 1.4 (DEAD+CM)
U2= 1.2 (DEAD+CM)+1.6 LIVE+0.5 LIVEUP
U3= 1.2 (DEAD+CM)+1.6 LIVEUP+1.0 LIVE
U4= 1.2 (DEAD+CM)+1.0 EQDINXX+1.0 LIVE
U5= 1.2 (DEAD+CM)+1.0 EQDINYY+1.0 LIVE
U6= 0.9 (DEAD+CM)+1.0 EQDINXX
U7= 0.9 (DEAD+CM)+1.0 EQDINYY

Estados de Carga:



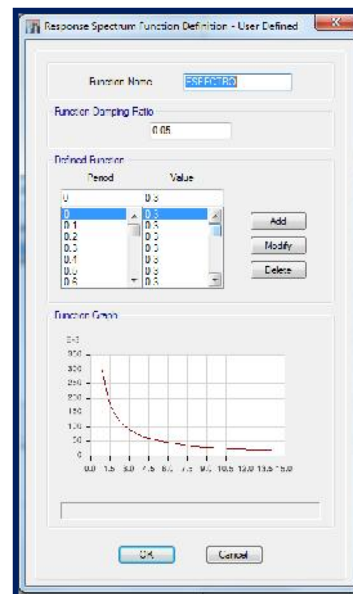




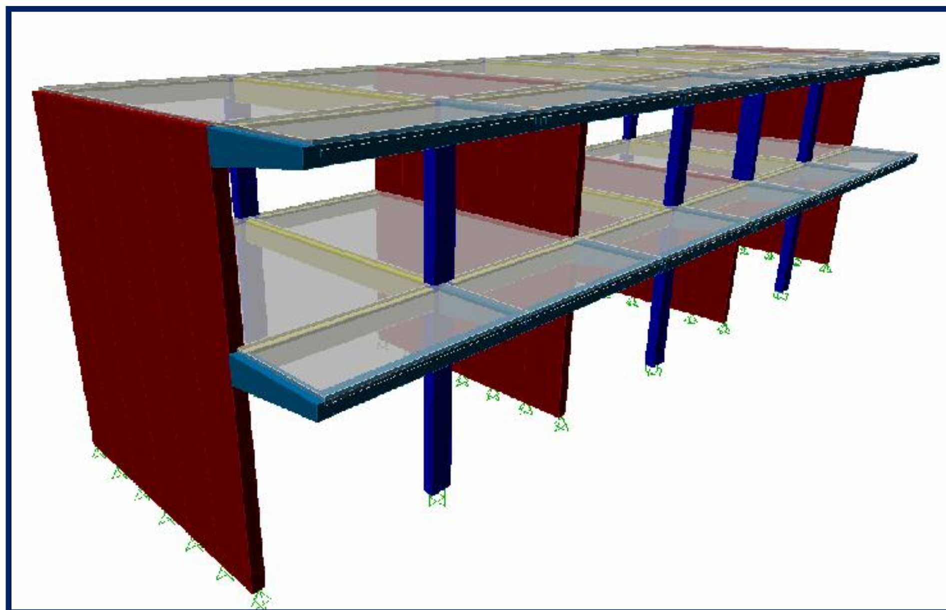
Periodo Fundamental Y Espectro de la Estructura:

El espectro de sismo inelástico se calculara en 1er tanteo con un factor de reducción sísmica de 7, que corresponde a sistemas duales de concreto armado (muros y pórticos); el cual deberá de comprobarse y modificarse si se tuvieran participaciones de los muros estructurales o pórticos mayores al 80% de la fuerza cortante en la base.
Las derivas y desplazamientos se calcularán multiplicando los resultados por 0.75 del factor de reducción sísmica.
El espectro de sismo se encuentra en el archivo EspSismo.txt, publicado en la página principal del curso, en la figura a continuación se puede ver la gráfica “aceleración/g vs periodo” a continuación se muestra la tabla:

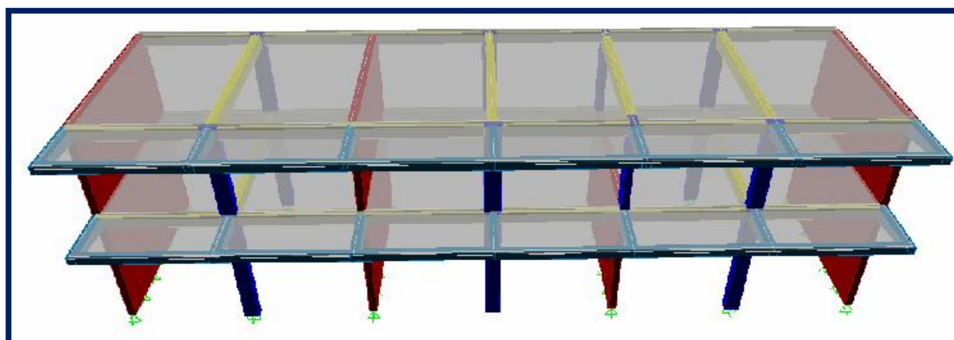
Item	Ts	Sa/g
1	0	0.3000
2	0.02	0.3000
3	0.04	0.3000
4	0.06	0.3000
5	0.08	0.3000
6	0.10	0.3000
7	0.12	0.3000
8	0.14	0.3000
9	0.16	0.3000
10	0.18	0.3000
11	0.20	0.3000
12	0.25	0.3000
13	0.30	0.3000
14	0.35	0.3000
15	0.40	0.3000
16	0.45	0.3000
17	0.50	0.3000
18	0.55	0.3000
19	0.60	0.3000
20	0.65	0.3000
21	0.70	0.3000
22	0.75	0.3000
23	0.80	0.3000
24	0.85	0.3000
25	0.90	0.3000
26	0.95	0.2842
27	1.00	0.2700
28	1.10	0.2455
29	1.20	0.2250
30	1.30	0.2077
31	1.40	0.1929
32	1.50	0.1800
33	1.60	0.1688
34	1.70	0.1588
35	1.80	0.1500
36	1.90	0.1421
37	2.00	0.1350
38	2.20	0.1227
39	2.40	0.1125
40	2.60	0.1038
41	2.80	0.0964
42	3.00	0.0900
43	4.00	0.0675
44	5.00	0.0540
45	6.00	0.0450
46	7.00	0.0386
47	8.00	0.0338
48	9.00	0.0300
49	10.00	0.0270



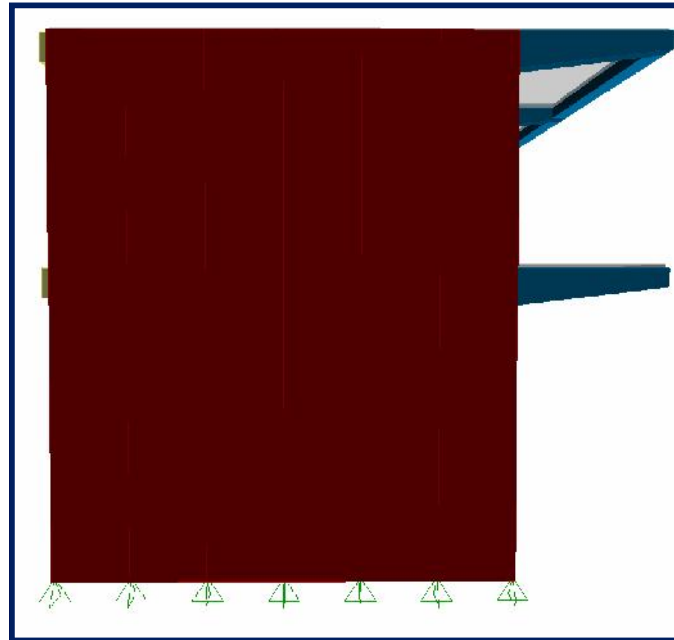
) Idealización del modelo y secciones adoptadas :



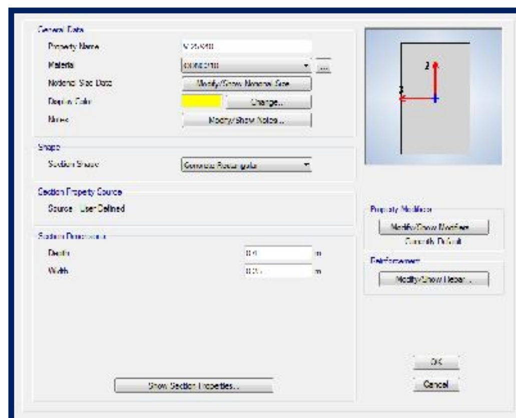
Modelo en 3D de la Edificación

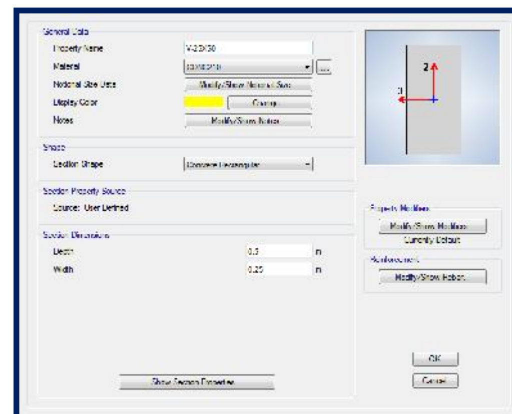


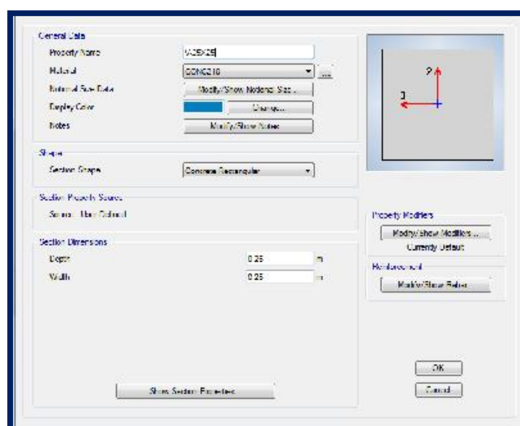
Otra vista del modelo en 3D

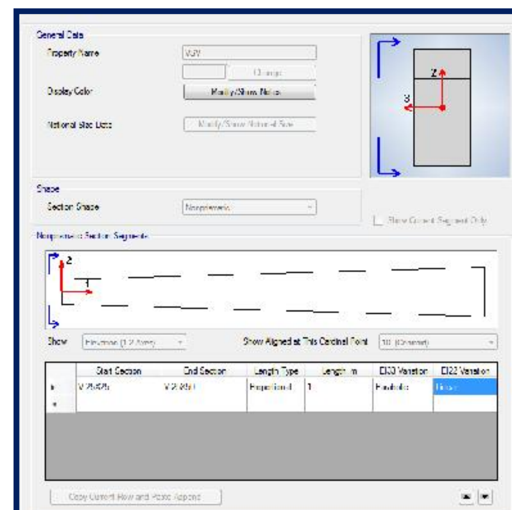


Vista lateral de la edificación adoptada







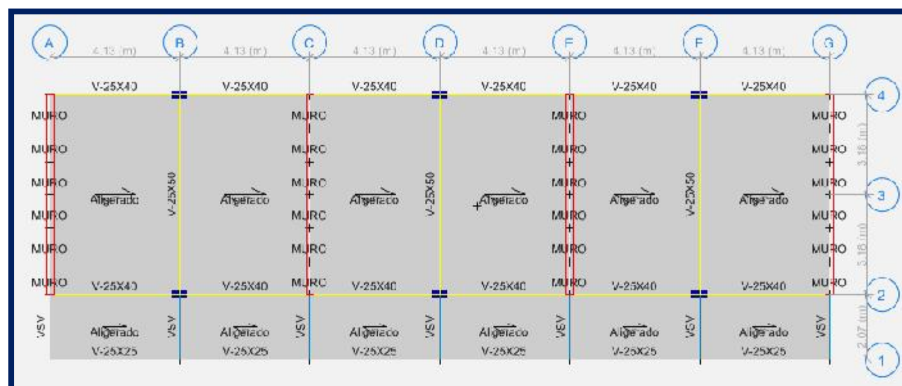


General Data
Property Name C-25X25
Material CONC210
Notional Size Data Modify/Show Notional Size...
Display Color Change...
Notes Modify/Show Notes...
Shape
Section Shape Concrete Rectangular
Section Property Source
Source: User Defined
Section Dimensions
Depth 0.25 m
Width 0.25 m
Property Modifiers
Modify/Show Modifiers...
Currently Default
Reinforcement
Modify/Show Rebar...
Show Section Properties...
OK
Cancel

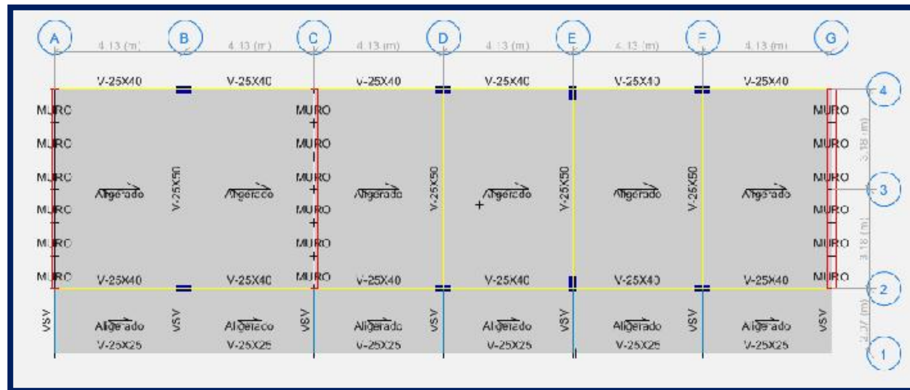
General Data
Property Name C-25X50
Material CONC210
Notional Size Data Modify/Show Notional Size...
Display Color Change...
Notes Modify/Show Notes...
Shape
Section Shape Concrete Rectangular
Section Property Source
Source: User Defined
Section Dimensions
Depth 0.5 m
Width 0.25 m
Property Modifiers
Modify/Show Modifiers...
Currently Default
Reinforcement
Modify/Show Rebar...
Show Section Properties...
OK
Cancel

General Data
Property Name MURO
Property Type Specified
Wall Material CONC210
Notional Size Data Modify/Show Notional Size...
Modeling Type Shell-Thin
Modifiers (Currently Default) Modify/Show...
Display Color Change...
Property Notes Modify/Show...
Property Data
Thickness 0.25 m
OK
Cancel

General Data
Property Name Aligerado
Slab Material CONC210
Notional Size Data Modify/Show Notional Size...
Modeling Type Membrane
Modifiers (Currently Default) Modify/Show...
Display Color Change...
Property Notes Modify/Show...
Use Special One-Way Load Distribution
Property Data
Type Slab
Thickness 0.125 m
OK
Cancel



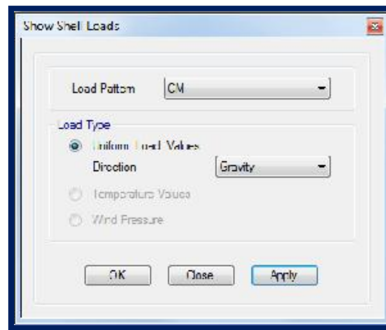
1er piso con secciones adoptadas

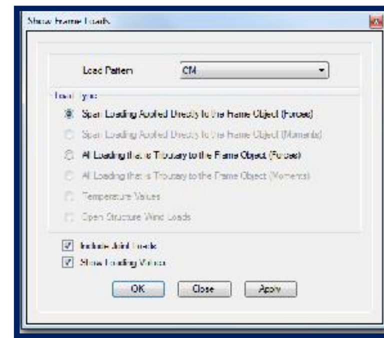


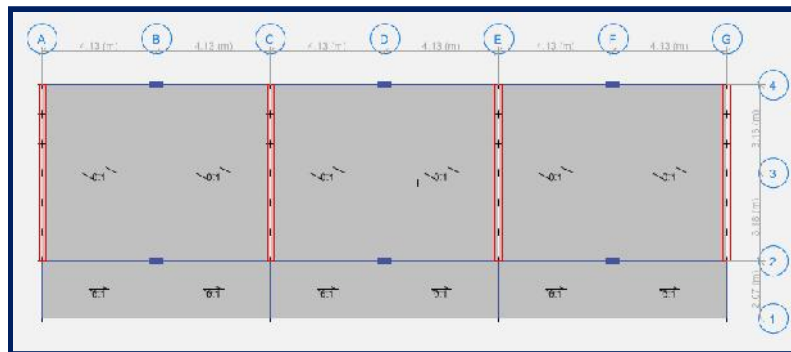
2do piso con secciones adoptadas

Asignación de Cargas a la Estructura:

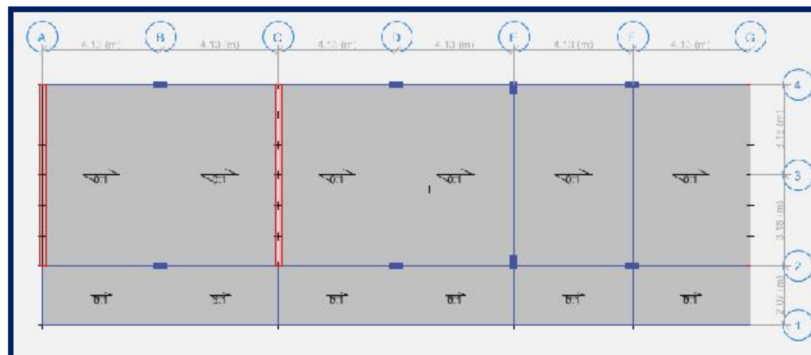
CARGAS DISTRIBUIDAS PARA LAS VIGAS						
Nivel	Ejes	P.E (Ton/m3)	Altura (m)	Espesor del Muro (m)	Cargas Distribuidas (Ton/m)	Observaciones
1er Piso	Eje A	1.8	2.7	0.15	0.729	Muros de Cerramiento Divisorio
					0.0690	3 columnetas de 25x15cm que confinaran el muro de ceramiento y se distribuiran a lo ancho de la viga
					0.798	Total de la carga Distribuida
	Eje G	1.8	2.7	0.15	0.729	Muros de Cerramiento Divisorio
					0.0690	3 columnetas de 25x15cm que confinaran el muro de ceramiento y se distribuiran a lo ancho de la viga
					0.798	Total de la carga Distribuida
	Eje C	1.8	2.7	0.15	0.729	Muros de Cerramiento Divisorio
					0.0690	3 columnetas de 25x15cm que confinaran el muro de ceramiento y se distribuiran a lo ancho de la viga
					0.798	Total de la carga Distribuida
	Eje 4	1.8	2.1	0.15	0.567	Muro en alfeizer Alto
					0.0550	12 columnetas de 25x15cm que confinaran el muro Alfeizer Alto y se distribuiran a lo ancho de la viga
					0.622	Total de la carga Distribuida
	Eje 2	1.8	1.9	0.15	0.513	Muro en alfeizer Alto
					0.05	12 columnetas de 25x15cm que confinaran el muro Alfeizer Alto y se distribuiran a lo ancho de la viga
					0.563	Total de la carga Distribuida
	Eje 1	1.8	0.9	0.15	0.243	Muro Baranda de Proteccion
					0.024	12 columnetas de 25x15cm que confinaran el muro baranda y se distribuiran a lo ancho de la viga
					0.267	Total de la carga Distribuida
2do Piso	Eje A	1.8	0.9	0.15	0.243	Muro Baranda de Proteccion
					0.031	4 columnetas de 25x15cm que confinaran el muro baranda de proteccion y se distribuiran a lo ancho de la viga
					0.274	Total de la carga Distribuida
	Eje G	1.8	0.9	0.15	0.243	Muro Baranda de Proteccion
					0.031	4 columnetas de 25x15cm que confinaran el muro baranda de proteccion y se distribuiran a lo ancho de la viga
					0.274	Total de la carga Distribuida
	Eje 4	1.8	0.9	0.15	0.243	Muro Baranda de Proteccion
					0.024	12 columnetas de 25x15cm que confinaran el muro baranda y se distribuiran a lo ancho de la viga
					0.267	Total de la carga Distribuida
	Eje 1	1.8	0.9	0.15	0.243	Muro Baranda de Proteccion
					0.024	12 columnetas de 25x15cm que confinaran el muro baranda y se distribuiran a lo ancho de la viga
					0.267	Total de la carga Distribuida



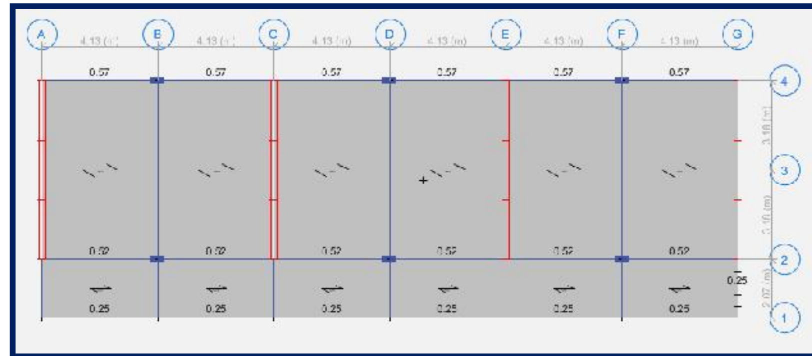




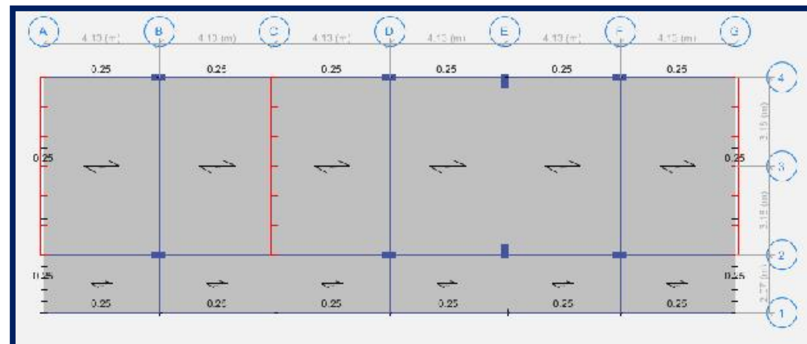
1er Piso cargas aplicadas a elementos tipo Área



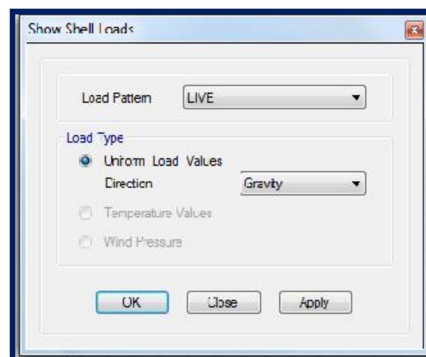
2do Piso cargas aplicadas a elementos tipo Área

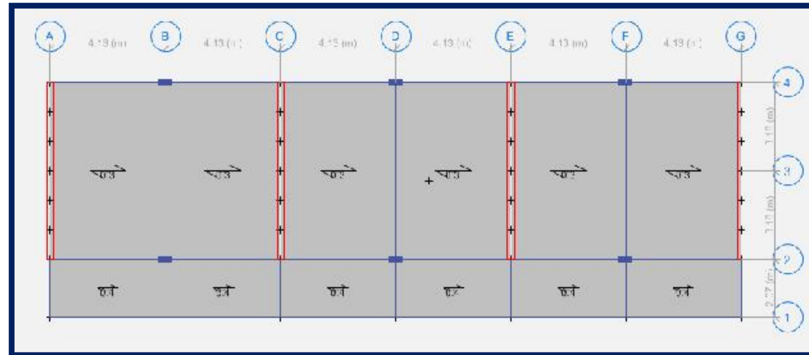


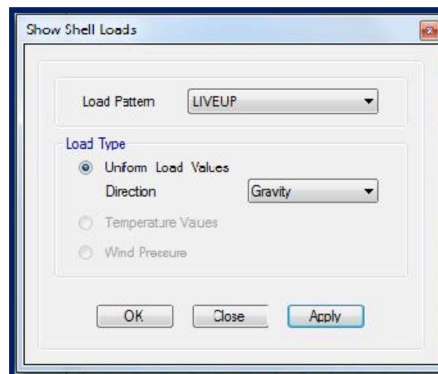
1er Piso cargas aplicadas a
elementos tipo barra

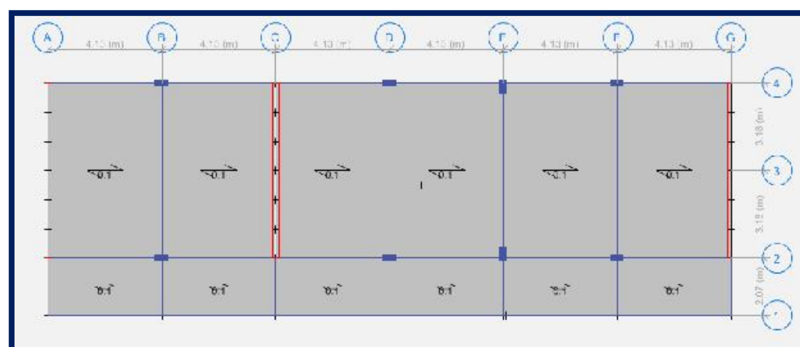


2do Piso cargas aplicadas a
elementos tipo barra




A
B
C
D
E
F
G
4
3
2
1


Show Shell Loads
Load Pattern
LIVEUP
Load Type
Uniform Load Values
Direction
Gravity
Temperature Values
Wind Pressure
OK
Close
Apply


A
B
C
D
E
F
G
4
3
2

IV. Calcular las Reacciones en la Base del Análisis Estático:

Modos y Participación Modal:

El primer modo de vibración, corresponde a un modo Traslacional en el sentido "X", el segundo modo es Traslacional en el sentido "X" y el tercer modo es rotacional Se observa que el 1 modo de vibrar tiene un periodo es 0.682174seg. Y cuya participación modal es de 96.10% se deduce que el 1er modo tiene una participación de masa mayor al 90%.

Modal Participating Mass Ratios

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX	RY	RZ	SumRX	SumRY	SumRZ
1	0.682174	96.0960	0.0000	0.0000	96.0960	0.0000	0.0000	0.0000	99.4483	0.0124	0.0000	99.4483	0.0124
2	0.161145	3.9040	0.0000	0.0000	100.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.5517	0.0064	0.0000	100.0000	0.0188
3	0.058127	0.0000	85.1367	0.0000	100.0000	85.1367	0.0000	98.0784	0.0000	0.4240	98.0784	100.0000	0.4428
4	0.050881	0.0000	0.6052	0.0000	100.0000	85.7419	0.0000	0.6113	0.0000	87.3222	98.6897	100.0000	87.7650
5	0.017529	0.0000	13.7561	0.0000	100.0000	99.4980	0.0000	1.2986	0.0000	0.9201	99.9883	100.0000	88.6851
6	0.014113	0.0000	0.5020	0.0000	100.0000	100.0000	0.0000	0.0117	0.0000	11.3149	100.0000	100.0000	100.0000

V. Determinación de las Fuerzas Estáticas Equivalentes (FLE) :

Coeficiente del Cortante Basal (C):

Para encontrar el valor del coeficiente de la cortante basal (C); debemos verificar la tabla de participación modal del antiguo análisis, como se observa en la figura de abajo

		% de Masa Translacional						% de Masa Rotacional					
Modo	Periodo	UX	UY	UZ	ΣUX	ΣUY	ΣUZ	RX	RY	RZ	ΣRX	ΣRY	ΣRZ
1	0.682174	96.096	0	0	96.096	0	0	0	99.4483	0.0124	0	99.4483	0.0124
2	0.161145	3.904	0	0	100	0	0	0	0.5517	0.0064	0	100	0.0188
3	0.058127	0	85.1367	0	100	85.1367	0	98.0784	0	0.424	98.0784	100	0.4428
4	0.050881	0	0.6052	0	100	85.7419	0	0.6113	0	87.3222	98.6897	100	87.765
5	0.017529	0	13.7561	0	100	99.498	0	1.2986	0	0.9201	99.9883	100	88.6851
6	0.014113	0	0.502	0	100	100	0	0.0117	0	11.3149	100.0000	100	100.000

Observamos que nuestra mayor participación **Ux=96.096**, **Rz=87.322, Uy=85.136**; cuyos periodos son **0.6821**, **0.0508** y **0.0581**; nuestros coeficientes de cortante basal estará entre estos valores; entonces le corresponde un valor de **C=0.3000*;*** con este valor ingresamos Nuevamente ala estado de carga EQX y EQY al programa:

Determinación del factor de reducción sísmica (R)

Para poder determinar la cortante estática y más adelante la dinámica ,tenemos que saber cuál es el % participación de elementos estructurales columnas vs Muros, y de esta ,manera determinaremos el factor **R ;** ya que en una primera instancia no se calculó debido a que según la norma **E030** especifica que para sistemas duales (muros y columnas) el factor **R=7 y** de muros

estructurales **R=6,** procederemos a verificar el porcentaje de la fuerza cortante que toman los muros estructurales y el porcentaje que toman las columnas

Tabla N° 6
SISTEMAS ESTRUCTURALES

Sistema Estructural	Coeficiente de Reducción, R Para estructuras regulares (*) (**)
Acero	
Pórticos dúctiles con uniones resistentes a momentos.	9,5
Otras estructuras de acero:	
Arriostres Excéntricos.	6,5
Arriostres en Cruz.	6,0
Concreto Armado	
Pórticos(1).	8
Dual(2).	7
De muros estructurales (3).	6
Muros de ductilidad limitada (4).	4
Albañilería Armada o Confinada(5).	3
Madera (Por esfuerzos admisibles)	7

- **Sistema de pórticos:** por lo menos el 80% del cortante en la base actúa sobra las columnas de los pórticos que cumplan los requisitos de la NTE E.060 concreto armado. En caso se tengan muros estructurales, estos deberán diseñarse para resistir una fracción de la acción sísmica total de acuerdo con su rigidez.

- **Sistemas duales:** Las acciones sísmicas son resistidas por una combinación de pórticos y muros estructurales. Los pórticos deberán ser diseñados para tomar 25% del cortante en la base.
  Los muros estructurales serán diseñados para las fuerzas obtenidas del análisis según artículo 16 (16.2)
  16.2 Modelos para Análisis de Edificios: el modelo para el Análisis deberá considerar una distribución espacial de masas y rigidez que sean adecuadas para calcular los aspectos más significativos del comportamiento dinámico de la estructura.
  Para edificios en los que se pueda razonablemente suponer que los sistemas de piso funcionan como diafragma rígidos, se podrá usar un modelo de masas concentradas y tres grados de libertad por diafragma, asociados a dos componentes ortogonales de traslación y una rotación. En tal caso, las deformaciones de los elementos deberán compatibilizarse mediante la condición de diafragma rígido y la distribución en planta de las fuerzas horizontales deberán hacerse en función en planta de las fuerzas horizontales deberá hacerse en función a las rigideces de los elementos resistentes.
  Deberá verificarse que los diafragmas tengan la rigidez y resistencia suficientes para asegurar la distribución mencionada, en caso contrario, deberá tomarse en cuenta su flexibilidad para la distribución de las fuerzas sísmicas.
  Para los pisos que no constituyan diafragmas rígidos, los elementos resistentes serán diseñados para las fuerzas horizontales que directamente les corresponde.

- **Sistema de muros estructurales**: en el que la resistencia sísmica está dada predominantemente por muros estructurales sobre los que actúa por lo menos el 80% del cortante en la base.

Iremos a la sección cuts en la parte de la base y haremos un corte según el análisis estático equivalente; como paso previo seleccionaremos el estado de carga EQY, un plano de elevación que para este caso es “2-2” he iremos a que nos muestre los diagramas de corte2-2 a todos los elementos barra. Como se nuestra a continuación:

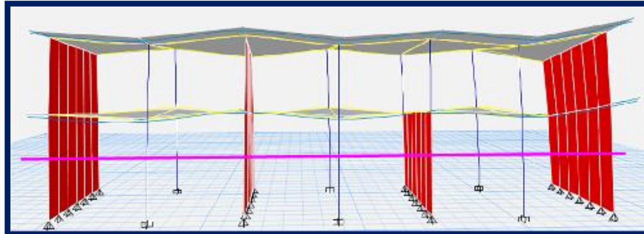


Imagen de la línea de corte en la base seleccionada

Cuadro de dialogo de la integración en base al corte seleccionado

Auto Seismic User Coefficient

Dir	EccRatio	EccOverrides	TopStory	BotStory	C	K	WeightUsed	BaseShear
X + EccY	0.0500	No	PISO2	BASE	0.3000	1.0000	369.65	110.90
Y + EccX	0.0500	No	PISO2	BASE	0.3000	1.0000	369.65	110.90

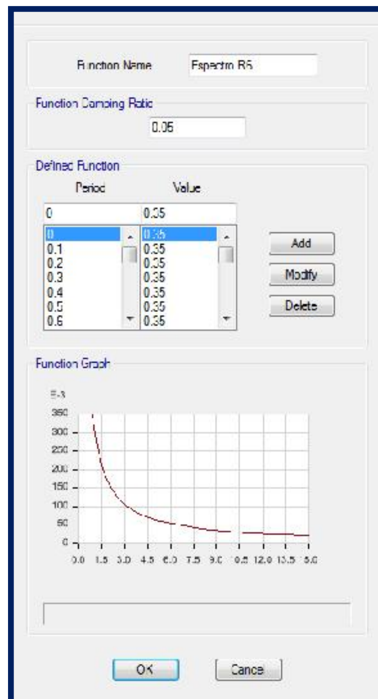
Cuadro correspondiente al cortante basal del análisis estático equivalente corregido en C=0.3000

Cuadro correspondiente al cortante basal absorbido por los muros

Cuadro correspondiente al cortante basal absorbido por las columnas

Como se puede apreciar en el cuadro de dialogo de la sección de corte en base a la integración numérica de muros y columnas cuyo valor es de 110.80 ton y que representa el 100% absorbido en la estructura, así mismo se observa que en el cuadro de muros, la cortante basal absorbido solo por los muros es de 110.667 ton y por las columnas es de 0.126 ton. Por lo que se concluye que:

- 110.68/110.80x100=99.89%, absorbido por los muros.
- 0.126/110.80x100=0.11%, absorbido por las columnas.
- El nuevo cálculo del factor R será de 6
- Se tendrá que nuevamente calcular el espectro con el factor de reducción sísmica
- Se tendrá que ingresar el nuevo factor C=0.3500 correspondiente a la cortante basal definitiva del análisis estático.



Espectro sísmico definitivo basado en R=6

Coeficiente de corte basal definitivo en la dirección X

Coeficiente de corte basal definitivo en la dirección Y

Auto Seismic User Coefficient

Case	Dir	EccRatio	EccOverrides	TopStory	BotStory	C	K	WeightUsed	BaseShear
EQY	Y + EccX	0.0500	No	PISO2	BASE	0.3500	1.0000	386.60	135.31
EQX	X + EccY	0.0500	No	PISO2	BASE	0.3500	1.0000	386.60	135.31

Cortante basal para el análisis estático equivalente de 135.31ton

VI. PARÁMETROS SÍSMICOS

La Institución Educativa se encuentra en la denominada Zona 3 del mapa de zonificación sísmica del Perú, siendo los parámetros de diseño sismorresistente los siguientes:

- Factor de zona (Z) — Z = 0.40
- Factor de uso e importancia — U = 1.50 (Edificación Esencial – Categoría A)
- Factor de suelo — S = 1.40 (S=1.4; Tp=0.6).
- Factor de amplificación sísmica: — C=2.5*(Tp/T); C≤2.5
- Estructura — Regular
- Factor de reducción — R = 6 (Muros Estructurales)
- Periodo Fundamental — Hn/Ct.

Para el cálculo del factor de amplificación sísmica se ha considerado como valor que define la plataforma del espectro para este tipo de suelo: Tp = 0.60 seg siendo:

$$C = 2.5.(Tp/T) \qquad C \leq 2.5$$

Donde T es el período fundamental de la estructura.

La fuerza cortante total en la base de las estructuras en cada dirección ha sido calculada con la expresión

$$S_a = \frac{ZUCS}{R} \cdot g$$

Un criterio a tener en cuenta es evitar el fenómeno de resonancia, entonces el periodo fundamental no debe ser igual al periodo fundamental del suelo. El periodo fundamental del suelo para un tipo S_3=0.9seg. El periodo fundamental de la estructura lo calculamos como $T=h_n/C_T$, por lo que sería 7.5/60 = 0.125 seg. Ambos periodos no son similares y el periodo fundamental de la estructura se encuentra por debajo del periodo fundamental del suelo. Se recomienda para este caso particular estructuras rígidas en suelos blandos para evitar que ambos periodos coincidan.

$$T = \frac{h_n}{C_T}$$ *Periodo Fundamental de la Estructura*

donde :

C_T = 35 para edificios cuyos elementos resistentes en la dirección considerada sean únicamente pórticos.

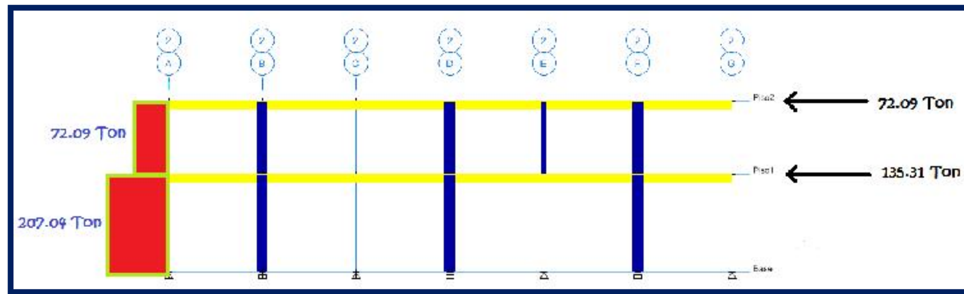
C_T = 45 para edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean pórticos y las cajas de ascensores y escaleras.

C_T = 60 para estructuras de mampostería y para todos los edificios de concreto armado cuyos elementos sismorresistentes sean fundamentalmente muros de corte.

1.0.0 Análisis Estático Equivalente.

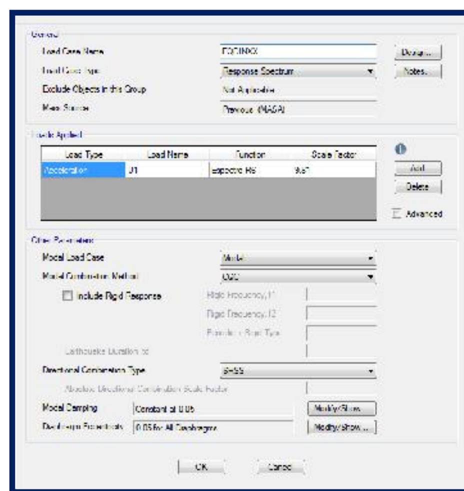
1.1.0 Fuerzas cortantes aplicadas a cada nivel de entrepiso

Story	Load	VX	VY	T	MX	MY
PISO 2	EQX	72.09	0	341.936	0	230.68
PISO 2	EQY	0	72.09	975.544	230.68	0
PISO 1	EQX	135.31	0	648.162	3	812.52
PISO 1	EQY	0	135.31	1833.167	812.52	0

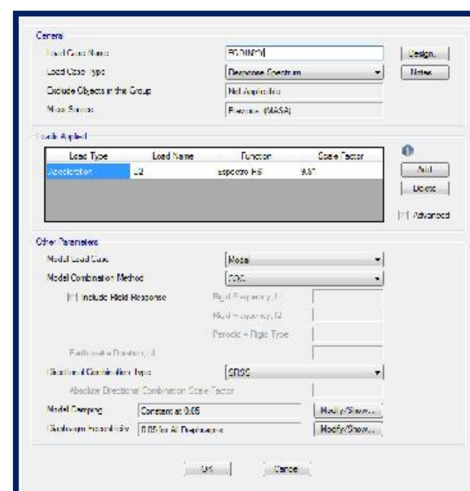


2.0.0 Análisis Dinámico.

2.1. Estado de carga espectral



Caso de carga espectral en la dirección XX



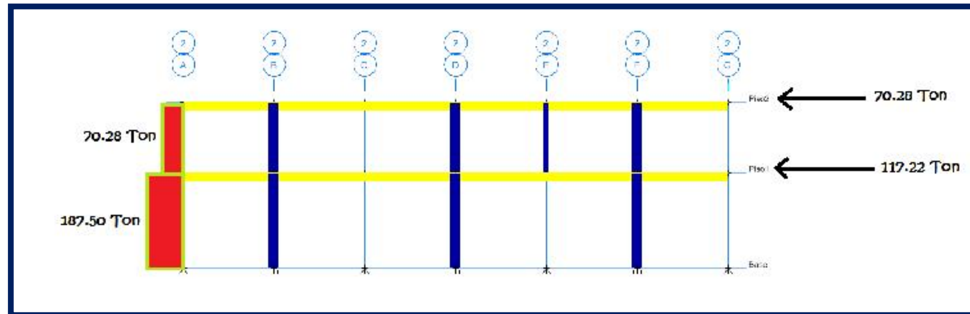
Caso de carga espectral en la dirección YY

2.2. Estado de carga espectral

Spectro	Modo	Dirección	F1	F2
EQDINXX	1	U1	130.18	0
EQDINXX	2	U1	5.17	-0.01
EQDINXX	3	U1	0	0
EQDINXX	4	U1	0	0
EQDINXX	5	U1	0	0
EQDINXX	6	U1	0	0
EQDINXX	All	All	130.30	0.01
EQDINYY	1	U2	0	0
EQDINYY	2	U2	-0.01	0
EQDINYY	3	U2	0	115.34
EQDINYY	4	U2	0	0.75
EQDINYY	5	U2	0	18.6
EQDINYY	6	U2	0	0.66
EQDINYY	All	All	0.01	117.22

2.3. Fuerzas cortantes dinámicas

Story	Load	VX	VY	T	MX	MY
PISO2	EQDINXX	64.99	0.01	307.906	0.02	207.98
PISO2	EQDINYY	0.03	70.28	985.954	224.9	0.082
PISO1	EQDINXX	130.3	0.01	625.348	0.049	765.13
PISO1	EQDINYY	0.01	117.22	1645.902	718.12	0.059



2.4. Comprobación de cortante del análisis estático vs cortante del análisis dinámico:

Para que cumpla esta condición el reglamento te pide que la cortante del análisis estático sea el 80% menor al cortante del análisis dinámico; de esta manera se muestra a continuación el resumen obtenido

Resumen y Factor a Escalar	
Descripcion	Modulo de Aulas
Peso de la Edificacion	386.60 ton
Aceleracion del Analisis Estático	ZUCS/R = 0.3500
Cortante en la Base del Analisis Estático	135.31
Cortante en la Base al 80% del Analisis Estático	108.248
Cortante en la Direcc. X-X del Analisis Dinamico	130.30
Cortante en la Direcc. Y-Y del Analisis Dinamico	117.22
Factor a Escalar en la Direcc. X-X	8.150
Factor a Escalar en la Direcc. Y-Y	9.059

Se observa que el factor de escala en ambas direcciones es menor al de la gravedad, por lo tanto se mantendría esta escala de 9.81

2.5. Calculo de Derivas de Entrepiso

Las derivas máximas, según la norma usada es de 0.007 para edificios de concreto armado. Revisando las derivas de piso que entrega el Etabs, vemos que están dentro del valor máximo

Item	Carga	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY	Deriva 0.75R	Deriva 0.75R
Diaph D2 X	EQX	26	24.8	0	7.5	0.005514		0.0289485	
Diaph D2 Y	EQX	47	24.8	3.13	7.5		0.000003		
Diaph D2 X	EQY	26	24.8	0	7.5	0.000007			
Diaph D2 Y	EQY	47	24.8	3.13	7.5		0.00009		0.0004725
Diaph D2 X	EQDINXX	26	24.8	0	7.5	0.005121		0.0268853	
Diaph D2 Y	EQDINXX	47	24.8	3.13	7.5		0.000011		
Diaph D2 X	EQDINYY	26	24.8	0	7.5	0.000008			
Diaph D2 Y	EQDINYY	47	24.8	3.13	7.5		0.000087		0.0004568
Diaph D1 X	EQX	19	24.8	2.07	4.3	0.008218		0.0431445	
Diaph D1 Y	EQX	47	24.8	3.13	4.3		0.000003		
Diaph D1 X	EQY	18	24.8	8.43	4.3	0.000002			
Diaph D1 Y	EQY	47	24.8	3.13	4.3		0.000053		0.0002783
Diaph D1 X	EQDINXX	19	24.8	2.07	4.3	0.007828		0.041097	
Diaph D1 Y	EQDINXX	47	24.8	3.13	4.3		0.000008		
Diaph D1 X	EQDINYY	18	24.8	8.43	4.3	0.000003			
Diaph D1 Y	EQDINYY	47	24.8	3.13	4.3		0.000049		0.0002573

Cuadro correspondiente a las derivas y desplazamientos máximos del análisis dinámico

Como se puede observar en el cuadro de derivas y desplazamientos máximos permitidos por la norma, estos no cumplirían en la dirección X puesto que los valores son mayores que lo permitido por la norma peruana E.030, por lo que se tiene que restructurar la edificación con muros de corte de tal manera que cumplan con los desplazamientos mínimos de 0,007 permitidos por la norma.

Artículo 15.- Desplazamientos Laterales

15.1. Desplazamientos Laterales Permisibles

El máximo desplazamiento relativo de entrepiso, calculado según el Artículo 16 (16.4), no deberá exceder la fracción de la altura de entrepiso que se indica en la Tabla N° 8.

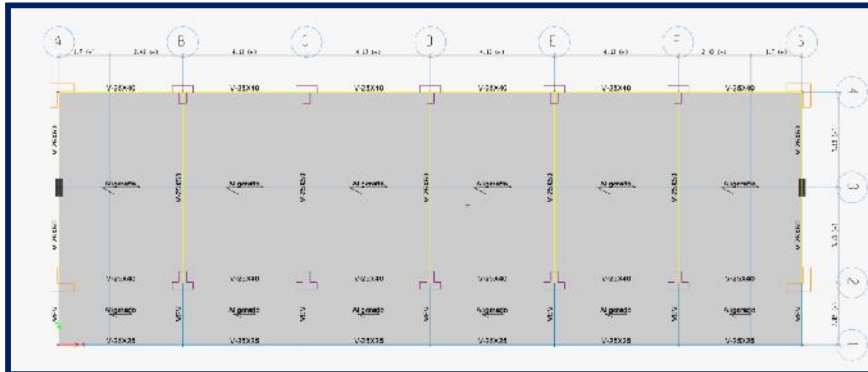
Tabla N° 8
LÍMITES PARA DESPLAZAMIENTO LATERAL DE ENTREPISO
Estos límites no son aplicables a naves industriales

Material Predominante	(D_i / he_i)
Concreto Armado	0,007
Acero	0,010
Albañilería	0,005
Madera	0,010

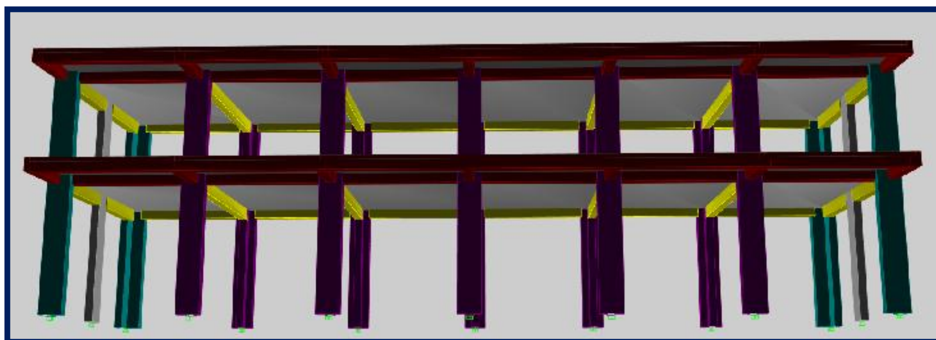
elástico con las solicitaciones sísmicas reducidas. Para el cálculo de los desplazamientos laterales no se considerarán los valores mínimos de C/R indicados en el Artículo 17 (17.3) ni el cortante mínimo en la base especificado en el Artículo 18 (18.2 d).

2.6. Cambio en la estructura inicial y aumento de rigidez en la dirección X

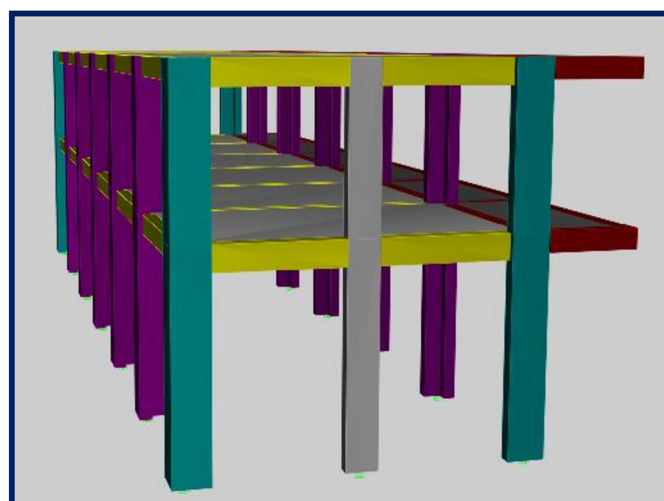
Para tal fin se cambió la estructura inicial de tal manera que se ajusten a las derivas máximas permitidas según la norma E.030



Vista en planta del cambio
en la estructura



Vista Frontal de la Estructura



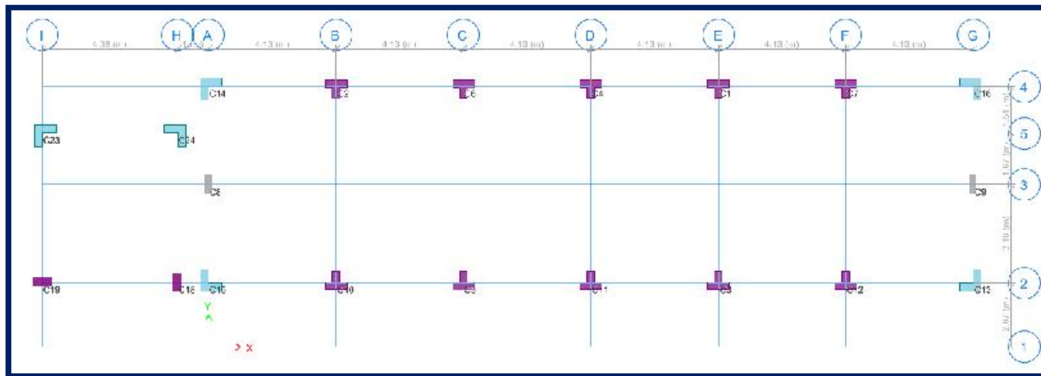
Vista Lateral de la
Nueva Estructura

2.7. Calculo de Derivas de Entrepiso de la nueva Estructura(2da Propuesta)

Derivas del Modulo de Aulas										
Piso	Item	Carga	Point	X	Y	Z	DriftX	DriftY	Deriva 0.75R	Deriva 0.75R
PISO2	Diaph D2 X	EQDINXX	26	24.78	0	7.5	1.33E-03		0.005976	
PISO2	Diaph D2 Y	EQDINXX	47	24.78	3.13	7.5		2.30E-04		
PISO2	Diaph D2 X	EQDINYY	26	24.78	0	7.5	0.00021			
PISO2	Diaph D2 Y	EQDINYY	47	24.78	3.13	7.5		0.001471		0.0066195
PISO1	Diaph D1 X	EQDINXX	19	24.78	2.07	4.3	0.001472		0.006624	
PISO1	Diaph D1 Y	EQDINXX	47	24.78	3.13	4.3		0.000234		
PISO1	Diaph D1 X	EQDINYY	18	24.78	8.43	4.3	0.000199			
PISO1	Diaph D1 Y	EQDINYY	47	24.78	3.13	4.3		1.51E-03		0.0067815

2.8. Calculo de los Diagramas de Iteración de Columnas y Cargas Aplicadas

2.8.1 Etiquetas de las Columnas:



2.8.2 Cargas Aplicadas a las Columnas:

a. Columna C-2

Story	Column	Sr.No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux-Bot (ton-m)	Muy-Bot (ton-m)	Mux-Top (ton-m)	Muy-Top (ton-m)
Piso 2	C2	1	U=1.2CM+1.2DEAD	11.08	3.7697	-0.0077	-4.0813	-0.0869
Piso 2	C2	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	11.597	6.8819	0.0218	-4.0229	-0.1231
Piso 2	C2	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	11.5015	5.8926	7.0586	-2.9902	-8.6033
Piso 2	C2	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	10.5371	5.8926	7.0586	-2.9902	8.3896
Piso 2	C2	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	11.5015	5.4235	-7.0373	-4.5117	-8.6033
Piso 2	C2	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	9.1139	7.6597	0.9863	0.7848	1.0478
Piso 2	C2	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	12.9247	3.6564	-0.965	-8.2867	-1.2615
Piso 2	C2	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	12.474	5.3058	6.35	-4.5992	7.5616
Piso 2	C2	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	13.3419	4.8836	-6.3363	-5.9685	-7.7321
Piso 2	C2	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	11.1931	6.8962	0.8849	-1.2017	0.954
Piso 2	C2	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	14.6228	3.2933	-0.8712	-9.366	-1.1245
Piso1	C2	1	U=1.2CM+1.2DEAD	24.8039	0.0183	0.1538	-2.386	-0.1507
Piso1	C2	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	31.2686	0.7463	0.1782	-4.7931	-0.1786
Piso1	C2	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	30.4049	0.3264	0.1821	-3.7042	-0.18
Piso1	C2	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	27.5278	3.2395	19.32	-3.1419	6.6852
Piso1	C2	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	29.4034	-2.2215	-18.9883	-4.7294	-7.0157
Piso1	C2	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	23.8545	15.6938	2.8006	0.1644	0.799
Piso1	C2	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	33.0767	-14.6758	-2.4689	-8.0358	-1.1294
Piso1	C2	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	26.4349	2.7965	17.3741	-1.9525	6.0359
Piso1	C2	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	28.1229	-2.1184	-17.1034	-3.3812	-6.2949
Piso1	C2	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	23.1289	14.0054	2.5067	1.0232	0.7383
Piso1	C2	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	31.4289	-13.3273	-2.2359	-6.3569	-0.9973

b. Columnas C-4:

Story	Column	Sr.No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux-Bot (ton-m)	Muy-Bot (ton-m)	Mux-Top (ton-m)	Muy-Top (ton-m)
Piso 2	C4	1	U=1.2CM+1.2DEAD	11.1577	3.6382	-0.0285	-4.0906	0.0257
Piso 2	C4	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	11.7091	6.7533	-0.0283	-4.0175	0.0256
Piso 2	C4	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	13.0935	5.8056	-0.0279	-5.269	0.0255
Piso 2	C4	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	10.9754	5.6568	6.3406	-3.4033	8.0247
Piso 2	C4	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	11.2568	5.4064	-6.3975	-4.0925	-7.9733
Piso 2	C4	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	9.1539	7.4087	1.0015	1.0512	1.1844
Piso 2	C4	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	13.0782	3.6544	-1.0584	-8.547	-1.1331
Piso 2	C4	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	12.8683	5.1132	5.734	-5.0049	7.1985
Piso 2	C4	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	13.1215	4.8878	-5.7303	-5.6252	-7.1997
Piso 2	C4	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	11.229	6.6899	0.9288	-0.9959	1.0423
Piso 2	C4	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	14.7609	3.3111	-0.9251	-9.6343	-1.0435
Piso 1	C4	1	U=1.2CM+1.2DEAD	24.9679	0.1639	-0.0118	-2.5119	0.0108
Piso 1	C4	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	31.5003	0.9216	-0.0119	-4.9536	0.0109
Piso 1	C4	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	30.6299	0.5026	-0.0119	-3.8578	0.0111
Piso 1	C4	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	28.3186	1.8764	19.1613	-3.7393	6.7735
Piso 1	C4	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	29.0161	-0.536	-19.1849	-4.4241	-6.7519
Piso 1	C4	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	23.8288	17.2359	2.4872	0.5539	0.851
Piso 1	C4	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	33.5059	-15.8955	-2.5108	-8.7172	-0.8293
Piso 1	C4	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	27.1497	1.5592	17.2553	-2.467	6.0874
Piso 1	C4	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	27.7775	-0.6119	-17.2563	-3.0834	-6.0854
Piso 1	C4	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	23.1089	15.3828	2.2486	1.3968	0.7572
Piso 1	C4	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	31.8183	-14.4354	-2.2496	-6.9472	-0.7552

c. Columnas C-1:

Story	Column	Sr.No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux-Bot (ton-m)	Muy-Bot (ton-m)	Mux-Top (ton-m)	Muy-Top (ton-m)
Piso2	C1	1	U=1.2CM+1.2DEAD	11.1538	3.6648	0.0859	-4.1096	-0.0362
Piso2	C1	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	11.7095	6.7849	0.0978	-4.0375	-0.0425
Piso2	C1	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	13.0942	5.8402	0.1016	-5.2889	-0.0441
Piso2	C1	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	10.9066	5.7768	6.4903	-3.2798	7.9524
Piso2	C1	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	11.3222	5.3437	-6.3076	-4.255	-8.0307
Piso2	C1	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	8.9349	7.8292	1.2299	1.5752	1.1455
Piso2	C1	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	13.2939	3.2912	-1.0472	-9.11	-1.2239
Piso2	C1	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	12.8237	5.234	5.8364	-4.8819	7.1575
Piso2	C1	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	13.1978	4.8442	-5.6816	-5.7596	-7.2273
Piso2	C1	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	11.0492	7.0812	1.1021	-0.5124	1.0313
Piso2	C1	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	14.9724	2.997	-0.9473	-10.1292	-1.1011
Piso 1	C1	1	U=1.2CM+1.2DEAD	24.9443	0.1078	-0.0803	-2.4624	0.0612
Piso 1	C1	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	31.4825	0.8605	-0.0887	-4.8997	0.068
Piso 1	C1	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	30.612	0.4392	-0.0921	-3.8023	0.0709
Piso 1	C1	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	28.1464	2.2076	19.0411	-3.6112	6.7858
Piso 1	C1	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	29.1474	-0.9836	-19.209	-4.4493	-6.6576
Piso 1	C1	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	23.3059	18.5798	2.3353	0.858	0.8471
Piso 1	C1	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	33.9878	-17.3558	-2.5032	-8.9185	-0.7188
Piso 1	C1	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	27.0333	1.8747	17.1505	-2.3701	6.1
Piso 1	C1	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	27.9342	-0.9973	-17.2747	-3.1244	-5.9991
Piso 1	C1	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	22.6769	16.6097	2.1152	1.6522	0.7551
Piso 1	C1	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	32.2906	-15.7323	-2.2394	-7.1467	-0.6542

d. Columnas C-6:

Story	Column	Sr.No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux-Bot (ton-m)	Muy-Bot (ton-m)	Mux-Top (ton-m)	Muy-Top (ton-m)
Piso2	C6	1	U=1.2CM+1.2DEAD	11.1468	5.4764	-0.0922	-3.9787	0.0418
Piso2	C6	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	11.7096	8.6	-0.1035	-3.918	0.0479
Piso2	C6	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	13.102	7.659	-0.1067	-5.1815	0.0491
Piso2	C6	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	10.9018	7.5311	6.2838	-3.1469	8.0446
Piso2	C6	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	11.317	7.2144	-6.4787	-4.1324	-7.9551
Piso2	C6	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	9.2698	9.2287	0.8453	0.918	1.1699
Piso2	C6	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	12.949	5.5168	-1.0403	-8.1972	-1.0804
Piso2	C6	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	12.8677	5.2028	5.6695	-4.9471	7.2327
Piso2	C6	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	13.2414	4.9178	-5.8168	-5.834	-7.167
Piso2	C6	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	11.3989	6.7307	0.7748	-1.2887	1.0455
Piso2	C6	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	14.7102	3.3899	-0.9222	-9.4924	-0.9798
Piso 1	C6	1	U=1.2CM+1.2DEAD	28.1995	0.9262	0.0676	-3.8627	-0.0577
Piso 1	C6	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	34.7454	1.6782	0.0759	-6.2987	-0.0642
Piso 1	C6	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	33.8831	1.2559	0.0793	-5.1996	-0.0669
Piso 1	C6	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	31.3804	3.2241	19.2172	-4.9112	6.6768
Piso 1	C6	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	32.4279	-0.3636	-19.0747	-5.9493	-6.7978
Piso 1	C6	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	27.2907	17.3636	2.6461	-0.9909	0.8412
Piso 1	C6	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	36.5177	-14.5032	-2.5037	-9.8695	-0.9622
Piso 1	C6	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	27.0593	2.0483	17.2932	-2.2711	6.0144
Piso 1	C6	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	28.002	-1.1806	-17.1694	-3.2054	-6.1128
Piso 1	C6	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	23.3785	14.7739	2.3793	1.2571	0.7623
Piso 1	C6	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	31.6828	-13.9062	-2.2555	-6.7336	-0.8607

e. Columnas C-7:

Story	Column	Sr.No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux-Bot (ton-m)	Muy-Bot (ton-m)	Mux-Top (ton-m)	Muy-Top (ton-m)
Piso 2	C7	1	U=1.2CM+1.2DEAD	11.0568	3.7478	0.0239	-4.0844	0.073
Piso 2	C7	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	11.5738	6.8612	-0.0052	-4.0261	0.1088
Piso 2	C7	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	12.9611	5.9292	0.0061	-5.2585	0.1059
Piso 2	C7	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	10.4787	5.9452	7.0852	-3.0172	8.6052
Piso 2	C7	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	11.5136	5.3279	-7.0739	-4.4911	-8.4195
Piso 2	C7	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	8.3995	8.425	1.411	2.1574	1.4675
Piso 2	C7	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	13.5928	2.848	-1.3998	-9.6657	-1.2818
Piso 2	C7	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	12.4423	5.3794	6.3678	-4.6208	7.744
Piso 2	C7	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	13.3737	4.8238	-6.3754	-5.9474	-7.5782
Piso 2	C7	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	10.571	7.6113	1.2611	0.0363	1.32
Piso 2	C7	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	15.245	2.592	-1.2686	-10.6044	-1.1543
Piso 1	C7	1	U=1.2CM+1.2DEAD	24.7535	-0.0162	-0.1608	-2.3644	0.1452
Piso 1	C7	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	31.2184	0.7116	-0.185	-4.771	0.1731
Piso 1	C7	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	30.3548	0.2916	-0.1888	-3.6817	0.1745
Piso 1	C7	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	27.3883	2.9545	18.9547	-3.2367	6.9883
Piso 1	C7	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	29.4422	-2.0057	-19.3003	-4.5912	-6.6688
Piso 1	C7	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	22.234	19.7437	2.2016	1.1247	0.9364
Piso 1	C7	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	34.5964	-18.7949	-2.5472	-8.9525	-0.6169
Piso 1	C7	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	26.3557	2.5705	17.0803	-2.0546	6.2754
Piso 1	C7	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	28.2043	-1.8937	-17.3492	-3.2737	-6.016
Piso 1	C7	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	21.7169	17.6808	2.0025	1.8706	0.8287
Piso 1	C7	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	32.8431	-17.004	-2.2714	-7.1989	-0.5693

f. Columnas C-3:

Story	Column	Sr.No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux-Bot (ton-m)	Muy-Bot (ton-m)	Mux-Top (ton-m)	Muy-Top (ton-m)
Piso2	C3	1	U=1.2CM+1.2DEAD	18.166	2.0833	0.027	-1.4609	-0.001
Piso2	C3	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	19.3615	3.4549	0.0276	-1.8523	0.0003
Piso2	C3	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	21.8068	3.3018	0.0318	-2.4844	-0.0012
Piso2	C3	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	17.9728	3.0238	7.3316	-1.0445	9.842
Piso2	C3	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	18.4489	2.682	-7.2789	-1.9884	-9.8419
Piso2	C3	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	15.4082	4.2106	0.8784	3.5564	1.0274
Piso2	C3	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	21.0135	1.4952	-0.8257	-6.5893	-1.0273
Piso2	C3	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	20.7703	3.7176	6.6004	-2.6082	8.8532
Piso2	C3	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	21.1987	3.41	-6.549	-3.4577	-8.8622
Piso2	C3	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	18.4621	4.7857	0.7925	1.5326	0.9201
Piso2	C3	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	23.5069	2.3418	-0.7411	-7.5985	-0.9291
Piso 1	C3	1	U=1.2CM+1.2DEAD	39.509	0.9802	-0.0346	0.6059	0.0254
Piso 1	C3	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	52.8122	2.0661	-0.0387	-0.1439	0.0295
Piso 1	C3	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	50.7301	1.5598	-0.0412	0.3787	0.0313
Piso 1	C3	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	46.5548	3.2584	20.6215	0.4657	7.336
Piso 1	C3	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	47.6813	0.1074	-20.6939	-0.3084	-7.2818
Piso 1	C3	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	40.3865	19.4516	1.9175	4.653	0.698
Piso 1	C3	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	53.8495	-16.0858	-1.9899	-4.4957	-0.6438
Piso 1	C3	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	42.4759	2.6089	18.5647	0.3168	6.601
Piso 1	C3	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	43.4897	-0.227	-18.6192	-0.3798	-6.555
Piso 1	C3	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	36.9245	17.1828	1.7311	4.0854	0.6268
Piso 1	C3	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	49.0412	-14.8008	-1.7855	-4.1484	-0.5808

g. Columnas C-5:

Story	Column	Sr.No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux-Bot (ton-m)	Muy-Bot (ton-m)	Mux-Top (ton-m)	Muy-Top (ton-m)
Piso2	C5	1	U=1.2CM+1.2DEAD	18.0979	3.8235	-0.0314	-1.2048	0.0073
Piso2	C5	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	19.2879	5.1855	-0.0315	-1.5633	0.0056
Piso2	C5	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	21.7273	5.0244	-0.0352	-2.16	0.0066
Piso2	C5	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	17.8927	4.7361	7.0201	-0.7967	8.9937
Piso2	C5	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	18.3898	4.4436	-7.0814	-1.7062	-8.9814
Piso2	C5	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	15.6938	5.6171	0.7277	2.9438	0.9228
Piso2	C5	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	20.5886	3.5627	-0.789	-5.4466	-0.9105
Piso2	C5	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	20.7271	3.6433	6.3234	-2.4216	8.0904
Piso2	C5	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	21.1745	3.38	-6.3679	-3.2401	-8.0872
Piso2	C5	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	18.7481	4.4362	0.6602	0.9448	0.8265
Piso2	C5	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	23.1535	2.5871	-0.7048	-6.6065	-0.8234
Piso 1	C5	1	U=1.2CM+1.2DEAD	42.7257	1.7689	0.0255	-0.7832	-0.0229
Piso 1	C5	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	56.0229	2.8577	0.0297	-1.5383	-0.0269
Piso 1	C5	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	53.9346	2.3539	0.0322	-1.0202	-0.0285
Piso 1	C5	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	49.7295	4.2405	20.7581	-0.8346	7.4142
Piso 1	C5	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	50.9366	0.7047	-20.7039	-1.7897	-7.4634
Piso 1	C5	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	44.3895	18.2395	2.0329	2.8872	0.6939
Piso 1	C5	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	56.2766	-13.2944	-1.9787	-5.5114	-0.7432
Piso 1	C5	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	42.4037	2.7981	18.6851	0.3693	6.673
Piso 1	C5	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	43.49	-0.3841	-18.6306	-0.4903	-6.7169
Piso 1	C5	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	37.5977	15.3972	1.8325	3.7188	0.6247
Piso 1	C5	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	48.296	-12.9833	-1.7779	-3.8399	-0.6687

h. Columnas C-10:

Story	Column	Sr.No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux-Bot (ton-m)	Muy-Bot (ton-m)	Mux-Top (ton-m)	Muy-Top (ton-m)
Piso 2	C10	1	U=1.2CM+1.2DEAD	18.0981	1.9269	-0.2403	-1.3356	0.2307
Piso 2	C10	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	19.2244	3.3168	-0.3242	-1.7519	0.3021
Piso 2	C10	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	21.667	3.1501	-0.3216	-2.3711	0.3038
Piso 2	C10	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	17.0995	2.9376	7.5782	-0.7216	10.3386
Piso 2	C10	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	19.1139	2.4815	-8.1496	-2.0936	-9.8018
Piso 2	C10	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	15.6959	4.0079	0.5381	2.9687	1.2792
Piso 2	C10	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	20.5175	1.4113	-1.1095	-5.7839	-0.7423
Piso 2	C10	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	19.9191	3.6503	6.8398	-2.3783	9.279
Piso 2	C10	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	21.7321	3.2397	-7.3152	-3.613	-8.8473
Piso 2	C10	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	18.6559	4.6135	0.5037	0.943	1.1255
Piso 2	C10	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	22.9954	2.2765	-0.9791	-6.9343	-0.6938
Piso 1	C10	1	U=1.2CM+1.2DEAD	39.398	1.0975	0.0289	0.4888	-0.005
Piso 1	C10	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	52.5467	2.2046	0.0196	-0.284	0.0167
Piso 1	C10	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	50.4787	1.7063	0.0293	0.2324	0.0056
Piso 1	C10	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	44.6983	4.4564	20.7762	0.6291	7.541
Piso 1	C10	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	49.1439	-0.8371	-20.7331	-0.7274	-7.5223
Piso 1	C10	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	41.141	16.8258	2.0469	3.7925	0.7505
Piso 1	C10	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	52.7012	-13.2065	-2.0038	-3.8909	-0.7319
Piso 1	C10	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	40.7169	3.6783	18.7024	0.498	6.7857
Piso 1	C10	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	44.7178	-1.0858	-18.6559	-0.7228	-6.7713
Piso 1	C10	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	37.5153	14.8108	1.846	3.3451	0.6743
Piso 1	C10	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	47.9194	-12.2183	-1.7995	-3.5699	-0.6599

i. Columnas C-11:

Story	Column	Sr.No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux-Bot (ton-m)	Muy-Bot (ton-m)	Mux-Top (ton-m)	Muy-Top (ton-m)
Piso2	C11	1	U=1.2CM+1.2DEAD	18.1891	2.1583	0.0182	-1.4481	-0.0237
Piso2	C11	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	19.3767	3.5431	0.0182	-1.8478	-0.0232
Piso2	C11	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	21.8207	3.3934	0.0183	-2.4843	-0.0228
Piso2	C11	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	17.9785	3.0196	7.2507	-1.1835	9.622
Piso2	C11	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	18.4817	2.8487	-7.2143	-1.8306	-9.669
Piso2	C11	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	15.6643	3.9551	0.8259	3.0901	0.9743
Piso2	C11	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	20.796	1.9132	-0.7894	-6.1042	-1.0214
Piso2	C11	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	20.7366	3.6937	6.5093	-2.7766	8.6836
Piso2	C11	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	21.1895	3.5399	-6.5092	-3.359	-8.6783
Piso2	C11	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	18.6538	4.5357	0.7269	1.0696	0.9007
Piso2	C11	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	23.2723	2.6979	-0.7268	-7.2053	-0.8954
Piso 1	C11	1	U=1.2CM+1.2DEAD	39.5256	0.9487	-0.0026	0.6102	-0.0021
Piso 1	C11	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	52.8103	2.0309	-0.0026	-0.138	-0.0021
Piso 1	C11	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	50.7296	1.5208	-0.0025	0.3886	-0.0021
Piso 1	C11	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	46.6741	2.8415	20.6919	0.3972	7.3583
Piso 1	C11	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	47.5747	0.4592	0.4592	-20.6971	-0.2314
Piso 1	C11	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	40.9462	18.0303	1.9757	4.4334	0.6886
Piso 1	C11	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	53.3025	-14.7296	-1.9809	-4.2676	-0.6928
Piso 1	C11	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	42.5477	2.2231	18.6252	0.2854	6.6244
Piso 1	C11	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	43.3582	0.0789	-18.6248	-0.2803	-6.6243
Piso 1	C11	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	37.3926	15.8929	1.7807	3.918	0.6218
Piso 1	C11	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	48.5132	-13.5909	-1.7802	-3.9129	-0.6216

j. Columnas C-12:

Story	Column	Sr.No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux-Bot (ton-m)	Muy-Bot (ton-m)	Mux-Top (ton-m)	Muy-Top (ton-m)
Piso2	C12	1	U=1.2CM+1.2DEAD	18.0798	1.8928	0.2087	-1.3624	-0.1955
Piso2	C12	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	19.2072	3.2802	0.2934	-1.7747	-0.2678
Piso2	C12	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	21.6511	3.1109	0.2916	-2.3897	-0.2706
Piso2	C12	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	17.3114	2.9136	8.1834	-0.7505	10.0139
Piso2	C12	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	18.8658	2.4359	-7.6747	-2.116	-10.4809
Piso2	C12	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	14.9764	4.5728	1.262	4.1883	0.9047
Piso2	C12	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	21.2008	0.7767	-0.7533	-7.0548	-1.3717
Piso2	C12	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	20.1336	3.6451	7.3784	-2.3571	9.001
Piso2	C12	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	21.5325	3.2152	-6.894	-3.5862	-9.4444
Piso2	C12	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	18.0321	5.1383	1.1491	2.0878	0.8027
Piso2	C12	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	23.634	1.7219	-0.6646	-8.0311	-1.2461
Piso 1	C12	1	U=1.2CM+1.2DEAD	39.3936	1.1013	-0.0422	0.521	0.0147
Piso 1	C12	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	52.5433	2.2088	-0.0329	-0.2529	-0.0069
Piso 1	C12	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	50.4766	1.711	-0.0425	0.2623	0.0045
Piso 1	C12	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	45.013	4.2217	20.715	0.5615	7.5155
Piso 1	C12	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	48.8209	-0.5947	-20.7848	-0.5961	-7.5146
Piso 1	C12	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	39.4855	20.8637	1.917	4.663	0.6884
Piso 1	C12	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	54.3484	-17.2366	-1.9867	-4.6976	-0.6875
Piso 1	C12	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	41.0107	3.4666	18.652	0.4016	6.7572
Piso 1	C12	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	44.4377	-0.8681	-18.6978	-0.6402	-6.7699
Piso 1	C12	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	36.0359	18.4444	1.7338	4.0929	0.6128
Piso 1	C12	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	49.4125	-15.8459	-1.7795	-4.3316	-0.6255

k. Columnas C-13:

Story	Column	Sr.No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux-Bot (ton-m)	Muy-Bot (ton-m)	Mux-Top (ton-m)	Muy-Top (ton-m)
Piso2	C13	1	U=1.2CM+1.2DEAD	12.2892	-1.4123	-1.4028	0.0635	0.733
Piso2	C13	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	13.2339	-1.3756	-1.5083	0.7426	0.8144
Piso2	C13	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	14.0394	-1.6742	-1.5127	0.4645	0.815
Piso2	C13	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	9.6185	-0.5517	1.266	2.8085	7.7328
Piso2	C13	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	15.5778	-2.0887	-4.1822	-1.8213	-6.1801
Piso2	C13	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	3.8163	4.3278	-0.9102	13.3326	1.5619
Piso2	C13	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	21.38	-6.9683	-2.006	-12.3454	-0.0092
Piso2	C13	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	10.5851	-1.0277	1.4958	2.5064	7.1322
Piso2	C13	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	15.9485	-2.4109	-3.4076	-1.6604	-5.3894
Piso2	C13	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	5.3632	3.364	-0.4628	11.9781	1.5784
Piso2	C13	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	21.1705	-6.8026	-1.449	-11.1321	0.1644
Piso 1	C13	1	U=1.2CM+1.2DEAD	26.4384	-2.699	-0.2145	-1.7086	0.5467
Piso 1	C13	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	32.5777	-4.0925	-0.219	-2.1534	0.57
Piso 1	C13	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	31.5577	-3.6439	-0.1989	-2.0887	0.5492
Piso 1	C13	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	22.9366	4.8983	40.5153	0.3317	7.856
Piso 1	C13	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	36.9919	-12.0023	-40.9589	-4.2554	-6.7275
Piso 1	C13	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	7.4514	45.1697	3.5785	8.9679	1.1918
Piso 1	C13	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	52.4771	-52.2738	-4.0222	-12.8916	-0.0634
Piso 1	C13	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	21.8148	5.1231	36.6308	0.8265	6.7444
Piso 1	C13	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	34.4647	-10.0874	-36.696	-3.3018	-6.3808
Piso 1	C13	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	7.8782	41.3674	3.3877	8.5991	0.7467
Piso 1	C13	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	48.4013	-46.3317	-3.4529	-11.0744	-0.383

l. Columnas C-14:

Story	Column	Sr.No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux-Bot (ton-m)	Muy-Bot (ton-m)	Mux-Top (ton-m)	Muy-Top (ton-m)
Piso2	C14	1	U=1.2CM+1.2DEAD	5.4122	2.3179	-0.7731	-0.5407	0.7713
Piso2	C14	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	5.2258	2.4175	-0.7867	-1.0762	0.8222
Piso2	C14	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	5.6429	2.6113	-0.7674	-0.7566	0.8219
Piso2	C14	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	1.5273	3.0135	1.5705	1.1188	6.8753
Piso2	C14	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	9.3257	1.6346	-3.1406	-2.9273	-5.278
Piso2	C14	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	3.4433	6.2307	-0.0294	8.1364	1.6303
Piso2	C14	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	11.2417	-1.5825	-1.5406	-9.9449	-0.0331
Piso2	C14	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	3.0552	2.2878	1.7814	1.5508	6.1063
Piso2	C14	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	10.461	1.0468	-2.4586	-2.0907	-4.8317
Piso2	C14	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	2.6058	5.1833	0.3414	7.8666	1.3858
Piso2	C14	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	12.1853	-1.8486	-1.0187	-8.4066	-0.1112
Piso 1	C14	1	U=1.2CM+1.2DEAD	12.0682	2.9648	-0.6056	1.1416	0.7777
Piso 1	C14	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	12.9674	4.4462	-0.6519	1.4294	0.8235
Piso 1	C14	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	12.9151	3.9732	-0.6639	1.4186	0.8304
Piso 1	C14	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	2.0557	12.8001	36.7775	3.6542	7.0645
Piso 1	C14	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	23.0664	-5.0588	-38.0323	-1.0584	-5.4636
Piso 1	C14	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	6.7095	38.1985	4.5551	9.3966	1.7718
Piso 1	C14	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	28.138	-30.4572	-5.8099	-6.8008	-0.1709
Piso 1	C14	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	5.544	10.5979	33.2738	3.2784	6.0582
Piso 1	C14	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	24.4537	-5.4751	-34.055	-0.9629	-5.217
Piso 1	C14	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	4.5608	33.4564	4.2737	8.4466	1.2948
Piso 1	C14	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	29.0181	-28.3337	-5.0548	-6.1311	-0.4536

m. Columnas C-15:

Story	Column	Sr.No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux-Bot (ton-m)	Muy-Bot (ton-m)	Mux-Top (ton-m)	Muy-Top (ton-m)
Piso2	C15	1	U=1.2CM+1.2DEAD	12.2922	-1.4115	-1.6788	0.7383	0.0269
Piso2	C15	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	13.2382	-1.5165	-1.6452	0.8197	0.7071
Piso2	C15	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	14.0449	-1.5205	-1.947	0.8202	0.43
Piso2	C15	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	9.7331	1.2337	-0.9775	7.7571	2.8588
Piso2	C15	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	15.4701	-4.1669	-2.1978	-6.1938	-1.9441
Piso2	C15	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	6.439	-0.9977	1.8986	1.4871	9.2414
Piso2	C15	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	18.7641	-1.9355	-5.0738	0.0761	-8.3266
Piso2	C15	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	10.6924	1.4769	-1.1888	7.1491	2.5903
Piso2	C15	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	15.8557	-3.3837	-2.2871	-5.4067	-1.7323
Piso2	C15	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	7.7278	-0.5313	1.3996	1.5062	8.3346
Piso2	C15	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	18.8204	-1.3754	-4.8756	0.2362	-7.4766
Piso 1	C15	1	U=1.2CM+1.2DEAD	25.7748	-0.2358	-2.7297	0.5543	-1.5066
Piso 1	C15	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	31.9161	-0.2401	-4.1234	0.5779	-1.9529
Piso 1	C15	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	30.8982	-0.2196	-3.6751	0.5572	-1.8896
Piso 1	C15	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	22.602	40.4685	5.4499	7.8401	0.7619
Piso 1	C15	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	36.0005	-40.9546	-12.6153	-6.6962	-4.2825
Piso 1	C15	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	13.4484	3.7278	30.7187	1.2974	6.2351
Piso 1	C15	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	45.1541	-4.2139	-37.8841	-0.1536	-9.7557
Piso 1	C15	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	22.1224	36.6094	5.6455	6.7243	1.0239
Piso 1	C15	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	34.181	-36.6714	-10.6132	-6.3584	-3.5161
Piso 1	C15	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	13.8842	3.5428	28.3875	0.8359	5.9498
Piso 1	C15	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	42.4193	-3.6048	-33.3551	-0.47	-8.4419

n. Columna C-16:

Story	Column	Sr.No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux-Bot (ton-m)	Muy-Bot (ton-m)	Mux-Top (ton-m)	Muy-Top (ton-m)
Piso2	C16	1	U=1.2CM+1.2DEAD	5.3916	-0.7791	2.3381	0.7787	-0.5741
Piso2	C16	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	5.2061	-0.7924	2.4345	0.8294	-1.1085
Piso2	C16	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	5.6242	-0.7727	2.6251	0.8289	-0.7876
Piso2	C16	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	1.4597	1.5058	3.1665	6.8854	1.0237
Piso2	C16	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	9.2174	-3.0877	1.5202	-5.2736	-2.8983
Piso2	C16	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	5.7815	0.0591	8.593	1.7709	12.252
Piso2	C16	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	13.5392	-1.641	-3.9064	-0.1591	-14.1266
Piso2	C16	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	3.1398	1.7307	2.3893	6.108	1.502
Piso2	C16	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	10.3872	-2.4035	0.9077	-4.8352	-2.0278
Piso2	C16	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	4.6864	0.4286	7.2732	1.5049	11.6075
Piso2	C16	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	14.2769	-1.1014	-3.9762	-0.2321	-12.1333
Piso 1	C16	1	U=1.2CM+1.2DEAD	12.0304	-0.6287	3.051	0.7784	1.1299
Piso 1	C16	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	12.9313	-0.6746	4.5321	0.8243	1.4163
Piso 1	C16	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	12.8807	-0.6863	4.0587	0.8314	1.4041
Piso 1	C16	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	2.281	36.6984	12.3084	7.0219	3.4136
Piso 1	C16	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	22.7665	-37.9992	-4.3949	-5.4196	-0.842
Piso 1	C16	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	12.6137	3.9025	52.7124	1.4265	12.3682
Piso 1	C16	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	33.9676	-5.2033	-44.7989	0.1758	-9.7966
Piso 1	C16	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	5.7906	33.2257	10.0758	6.0202	3.0645
Piso 1	C16	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	24.2275	-34.0022	-4.9571	-5.1771	-0.7655
Piso 1	C16	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	9.8308	3.7093	46.4394	0.9844	11.1237
Piso 1	C16	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	34.3085	-4.4859	-41.3207	-0.1413	-8.8247

o. Columnas C-8:

Story	Column	Sr.No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux-Bot (ton-m)	Muy-Bot (ton-m)	Mux-Top (ton-m)	Muy-Top (ton-m)
Piso2	C8	1	U=1.2CM+1.2DEAD	5.7219	-0.0103	-3.6503	0.0107	2.8082
Piso2	C8	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	5.9196	-0.0108	-4.7747	0.0118	3.6023
Piso2	C8	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	6.6095	-0.0113	-4.5967	0.012	3.5043
Piso2	C8	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	5.3598	0.3875	-1.0348	0.1384	5.732
Piso2	C8	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	5.9602	-0.4083	-7.553	-0.1159	0.78
Piso2	C8	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	5.6143	0.0196	9.8152	0.0203	13.9551
Piso2	C8	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	5.7057	-0.0404	-18.403	0.0022	-7.4431
Piso2	C8	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	6.048	0.3507	-0.2669	0.1269	4.6738
Piso2	C8	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	6.5883	-0.3655	-6.1333	-0.102	0.2169
Piso2	C8	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	6.2771	0.0196	9.4981	0.0206	12.0745
Piso2	C8	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	6.3593	-0.0344	-15.8983	0.0043	-7.1838
Piso 1	C8	1	U=1.2CM+1.2DEAD	11.1591	-0.0055	-1.3846	0.0067	0.7697
Piso 1	C8	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	14.2148	-0.0058	-2.0772	0.0071	1.223
Piso 1	C8	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	13.7933	-0.0052	-1.857	0.0065	1.0604
Piso 1	C8	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	12.3269	1.7624	1.4626	0.2578	3.2288
Piso 1	C8	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	13.4593	-1.774	-5.0783	-0.2437	-1.1264
Piso 1	C8	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	12.8235	0.1214	10.8903	0.1214	10.8903
Piso 1	C8	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	12.9628	-0.133	-14.5061	-0.0122	-7.3017
Piso 1	C8	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	12.9497	1.5901	1.7069	0.2268	2.6516
Piso 1	C8	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	13.9689	-1.5926	-4.1799	-0.2245	-1.2681
Piso 1	C8	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	13.3966	0.1132	10.1919	0.0185	8.2093
Piso 1	C8	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	13.522	-0.1158	-12.6649	-0.0162	-6.8258

p. Columnas C-9:

Story	Column	Sr.No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux-Bot (ton-m)	Muy-Bot (ton-m)	Mux-Top (ton-m)	Muy-Top (ton-m)
Piso2	C9	1	U=1.2CM+1.2DEAD	5.7484	0.0103	-3.7008	-0.0108	2.8333
Piso2	C9	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	5.9461	0.0108	-4.8229	-0.0118	3.6257
Piso2	C9	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	6.6361	0.0114	-4.6425	-0.012	3.5258
Piso2	C9	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	5.387	0.4074	-1.1653	0.1157	5.694
Piso2	C9	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	5.986	-0.3865	-7.5222	-0.1383	0.8673
Piso2	C9	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	5.6435	0.0379	16.314	-0.0024	18.9418
Piso2	C9	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	5.7296	-0.017	-25.0015	-0.0201	-12.3805
Piso2	C9	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	6.0488	0.3647	-0.3255	0.1018	4.6068
Piso2	C9	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	6.5879	-0.3499	-6.0468	-0.1268	0.2627
Piso2	C9	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	6.2796	0.0321	15.4058	-0.0045	16.5299
Piso2	C9	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	6.3571	-0.0173	-21.7781	-0.0204	-11.6603
Piso 1	C9	1	U=1.2CM+1.2DEAD	11.1495	0.0055	-1.4225	-0.0066	0.799
Piso 1	C9	2	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVE+0.5LIVEUP	14.2053	0.0059	-2.1147	-0.0069	1.2522
Piso 1	C9	3	U=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE	13.7837	0.0053	-1.8942	-0.0064	1.0896
Piso 1	C9	4	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Max	12.3189	1.7732	1.2253	0.2432	3.118
Piso 1	C9	5	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE Min	13.4482	-1.7615	-4.9166	-0.257	-0.9569
Piso 1	C9	6	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Max	12.8215	0.1298	16.2536	0.0106	12.9531
Piso 1	C9	7	U=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE Min	12.9455	-0.118	-19.945	-0.0245	-10.792
Piso 1	C9	8	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Max	12.9512	1.5919	1.5294	0.2239	2.5249
Piso 1	C9	9	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINXX Min	13.9676	-1.5893	-3.9984	-0.2262	-1.1425
Piso 1	C9	10	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Max	13.4036	0.1128	15.0549	0.0147	11.3765
Piso 1	C9	11	U=0.9DEAD+0.9CM+0.9EQDINYY Min	13.5152	-0.1102	-17.5239	-0.017	-9.9941

2.8.2 Diseño y Diagramas de Iteración de Columnas : Para el diseño tomaremos una columna critica C-21 y ingresaremos al programa csicol para su posterior evaluación



Propiedades geométricas y físicas de la sección

Sr. No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux-Bot (ton-m)	Muy-Bot (ton-m)	Mux-Top (ton-m)	Muy-Top (ton-m)
1	U=1.2CM+1.2DE	24.804	0.02	0.15	-2.39	-0.15
2	U=1.2CM+1.2DE	31.269	0.75	0.18	-4.79	-0.18
3	U=1.2CM+1.2DE	30.405	0.33	0.18	-3.70	-0.18
4	U=1.2CM+1.2DE	27.528	3.24	19.32	-3.14	6.69
5	U=1.2CM+1.2DE	29.403	-2.22	-18.99	-4.73	-7.02
6	U=1.2CM+1.2DE	23.855	15.69	2.80	0.16	0.80
7	U=1.2CM+1.2DE	33.077	-14.68	-2.47	-8.04	-1.13
8	U=0.9DEAD+0.9	26.435	2.80	17.37	-1.95	6.04
9	U=0.9DEAD+0.9	28.123	-2.12	-17.10	-3.38	-6.29
10	U=0.9DEAD+0.9	23.129	14.01	2.51	1.02	0.74
11	U=0.9DEAD+0.9	31.429	-13.33	-2.24	-6.36	-1.00

Combinaciones de cargas y
momentos empleados

Design End | Top End

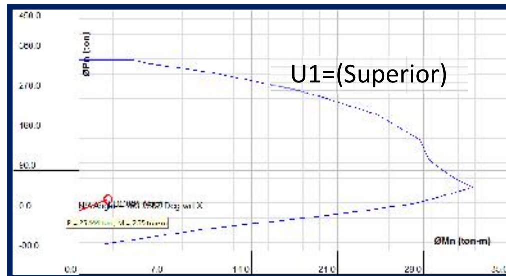
Sr No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux (ton-m)	Muy (ton-m)	Muxy (ton-m)	Mx/My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (cm)	Capacity Method	Remarks
[illegible]	U=1.2CM+1.2DE	11.154	[illegible]	-0.04	[illegible]	100.5	N/A	N/A	0.15	70.0	2.95	4	OK
2	U=1.2CM+1.2DE	11.710	-4.04	-0.04	[illegible]	180.3	N/A	N/A	0.15	178.8	13.09	1	OK
3	U=1.2CM+1.2DE	13.094	5.29	0.04	[illegible]	180.4	N/A	N/A	0.20	78.8	3.46	4	OK
4	U=1.2CM+1.2DE	10.907	-3.28	7.85	[illegible]	112.4	N/A	N/A	0.43	239.[illegible]	12.43	4	OK
5	U=1.2CM+1.2DE	11.322	-4.26	8.03	[illegible]	242.1	N/A	N/A	0.43	123.2	13.05	4	OK
6	U=1.2CM+1.2DE	[illegible]	[illegible]	1.15	[illegible]	[illegible]	N/A	N/A	0.10	346.9	12.02	4	OK
7	U=1.2CM+1.2DE	13.294	[illegible]	[illegible]	[illegible]	187.3	N/A	N/A	0.33	152.6	17.79	1	OK
0	U=0.9DEAD+0.9	13.024	-4.00	7.10	[illegible]	124.0	N/A	N/A	0.44	205.0	0.66	4	OK
9	U=0.9DEAD+0.9	13.198	-5.76	-7.23	[illegible]	231.5	N/A	N/A	0.47	126.8	14.18	1	OK
0	U=0.9DEAD+0.9	11.049	0.5	[illegible]	1.15	116.3	N/A	N/A	0.35	237.7	2.79	4	OK
[illegible]	U=0.9DEAD+0.9	14.972	-10.73	[illegible]	10.19	186.2	N/A	N/A	0.39	155.0	17.90	4	OK

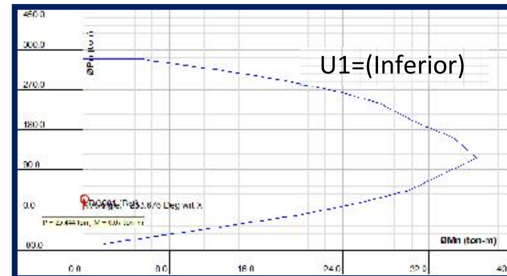
Relación de capacidad (Capacity ratio) en la parte superior de la sección y el acero de refuerzo adoptada es aceptable “ok”

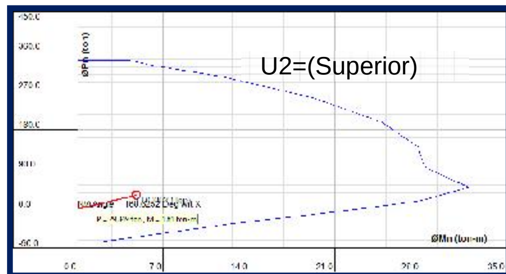
Bottom End | Top End

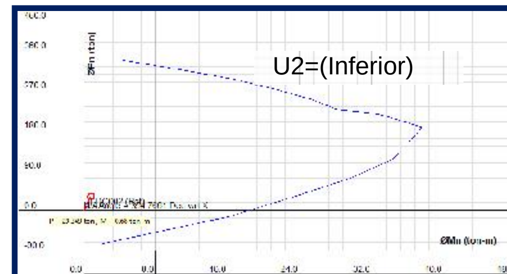
Sr. No	Load Comb	Load-Pu (ton)	Mux (ton m)	Muy (ton m)	Muxy (ton m)	Mx My Angle (Deg)	Load Vector	Capacity Vector	Capacity Ratio	N/A Angle (deg)	N/A Depth (cm)	Capacity Method	Remarks
1	..=1.2CM 1.2DE	11.154	3.33	0.09	3.66	1.4	N/A	N/A	0.20	[illegible]	5.72	4	OK
2	U=1.2CM+1.2DL	11.713	6.73	0.10	6.70	0.0	N/A	N/A	0.36	[illegible]	5.54	4	OK
3	..=1.2CM+1.2DE	13.134	5.34	0.10	5.84	1.0	N/A	N/A	0.3[illegible]	[illegible]	5.58	4	OK
4	..=1.2CM+1.2DE	10.307	5.70	6.49	0.69	40.0	N/A	N/A	0.54	[illegible]	[illegible]	4	OK
5	U=1.2CM+1.2DE	11.322	5.31	[illegible]	8.27	310.2	N/A	N/A	0.32	25.1	[illegible]	4	OK
6	..=1.2CM 1.2DE	8.935	7.33	.23	7.93	8.9	N/A	N/A	0.47	[illegible]	6.99	4	OK
7	U=1.2CM+1.2DE	13.234	3.29	[illegible]	3.46	342.3	N/A	N/A	0.[illegible]4	[illegible]	9.00	4	OK
8	..=0.9DEAD+0.9	12.324	5.23	5.84	7.84	48.2	N/A	N/A	0.48	[illegible]	[illegible]	4	OK
9	U=0.9DEAD+0.9	10.133	4.34	[illegible]	7.46	310.4	N/A	N/A	0.29	[illegible]	[illegible]	4	OK
10	..=0.9DEAD+0.9	11.143	7.13	[illegible]	7.16	8.8	N/A	N/A	0.42	[illegible]	7.09	4	OK
11	..=0.9DEAD+0.9	14.372	[illegible]	[illegible]	0.15	342.4	N/A	N/A	[illegible]	[illegible]	9.12	4	OK

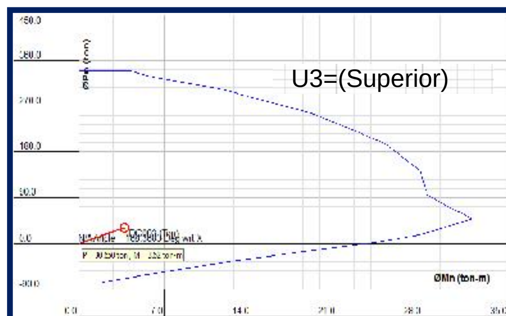
Relación de capacidad (Capacity ratio) en la parte inferior de la sección y el acero de refuerzo adoptada es aceptable “ok”

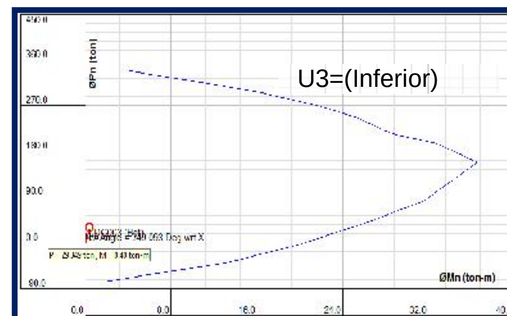


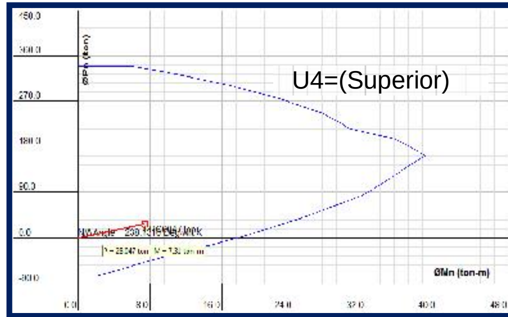


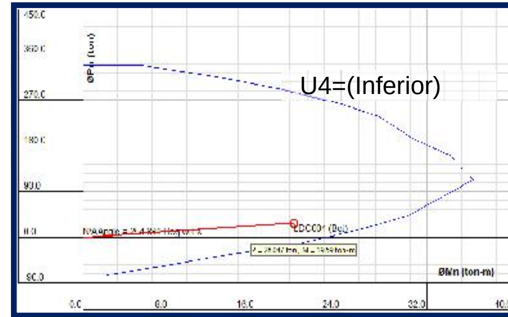


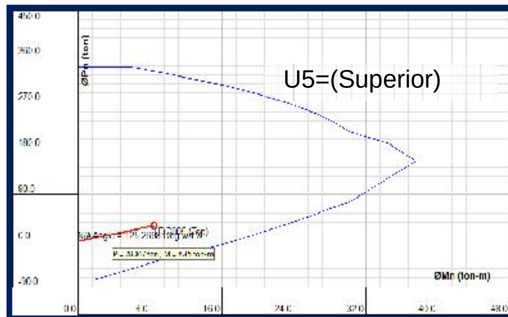


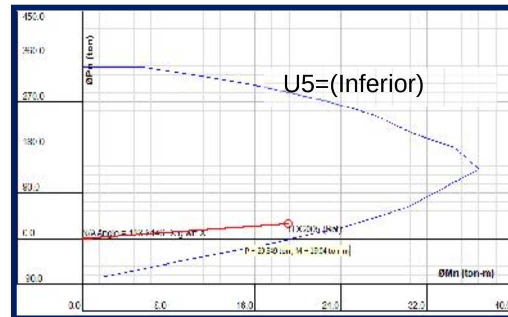


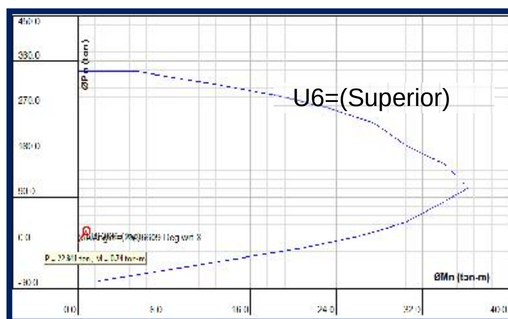


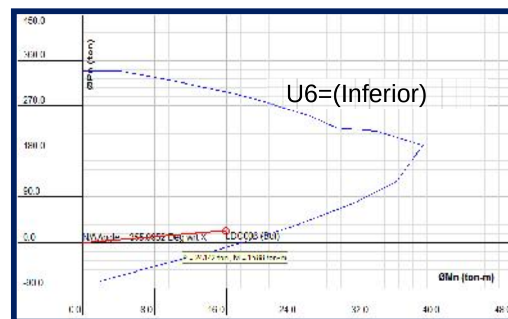

U4=(Superior)
ØPn (ton)
ØMn (ton-m)

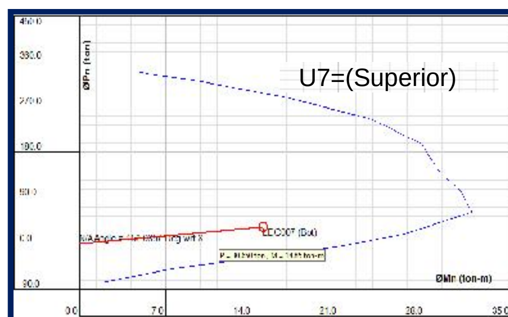

U4=(Inferior)
ØPn (ton)
ØMn (ton-m)

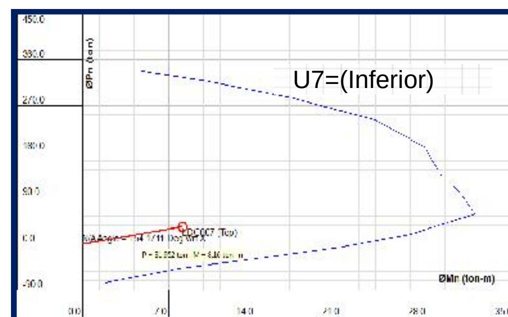

U5=(Superior)
ØPn (ton)
ØMn (ton-m)

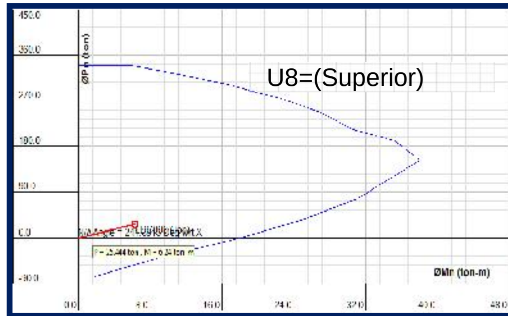

U5=(Inferior)
ØPn (ton)
ØMn (ton-m)

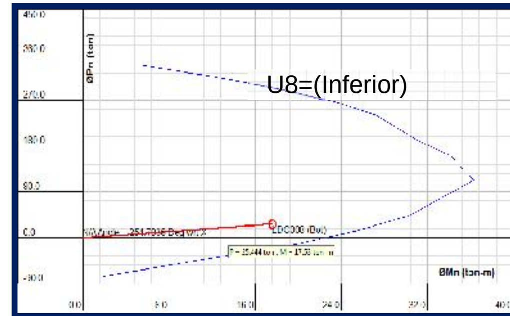

U6=(Superior)
ØPn (ton)
ØMn (ton-m)

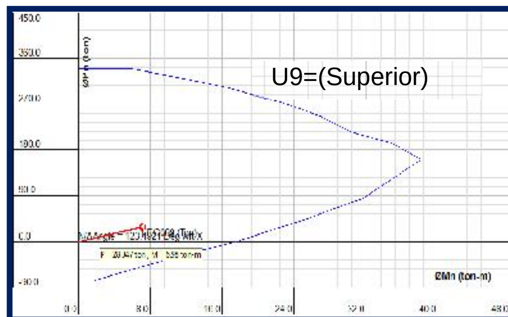

U6=(Inferior)
ØPn (ton)
ØMn (ton-m)

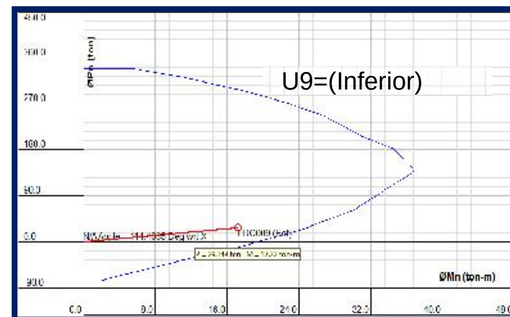

U7=(Superior)
ØPn (ton)
ØMn (ton-m)

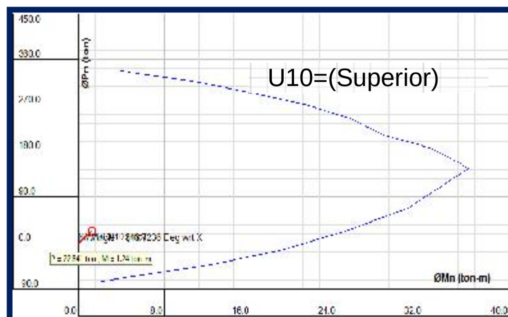

U7=(Inferior)
ØPn (ton)
ØMn (ton-m)

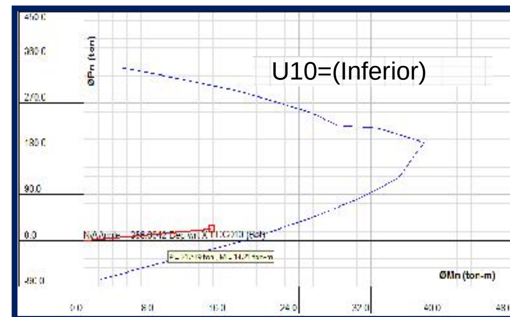

U8=(Superior)
ØMn (ton-m)

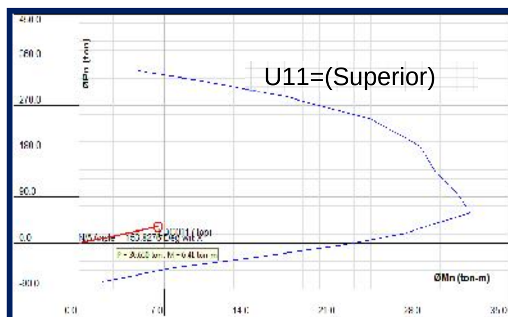

U8=(Inferior)
ØMn (ton-m)

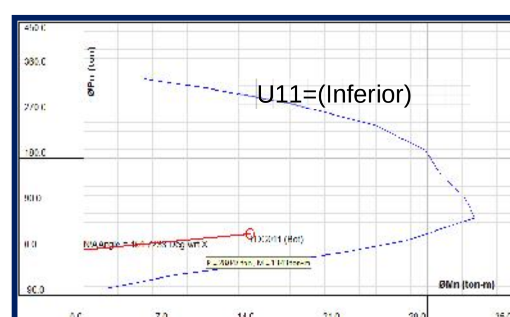

U9=(Superior)
ØMn (ton-m)


U9=(Inferior)
ØMn (ton-m)


U10=(Superior)
ØMn (ton-m)


U10=(Inferior)
ØMn (ton-m)


U11=(Superior)
ØMn (ton-m)

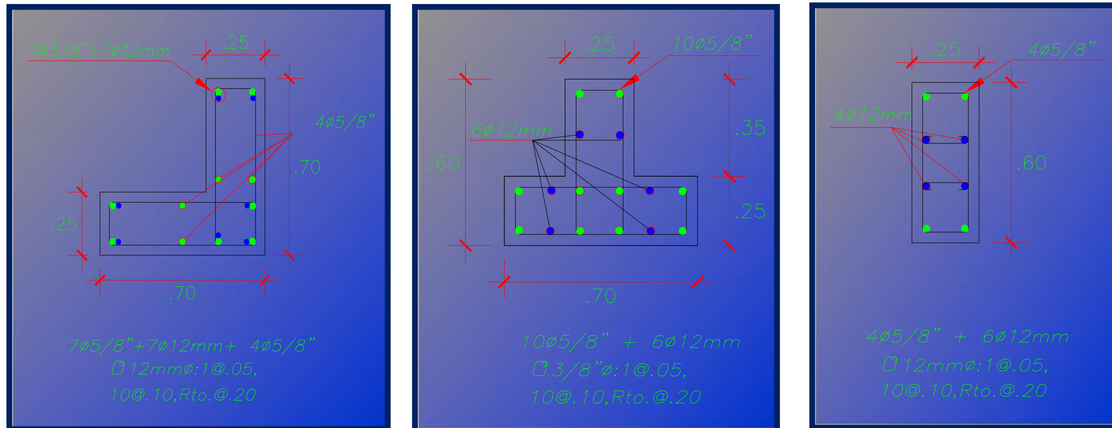

U11=(Inferior)
ØMn (ton-m)

Valores mínimos de cuantías para elementos a compresión descrita por la norma peruana E060

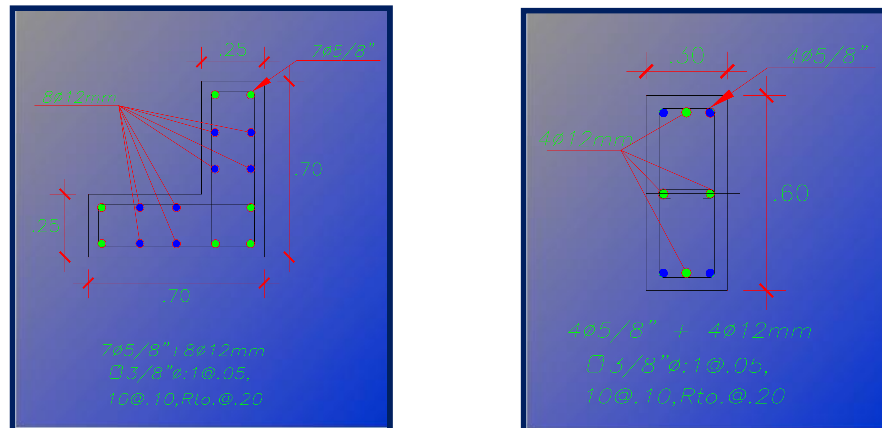
10.9	**LÍMITES DEL REFUERZO DE ELEMENTOS A COMPRESIÓN**
10.9.1	El área de refuerzo longitudinal total, Ast, para elementos en compresión no compuestos no debe ser menor que 0,01 ni mayor que 0,06 veces el área total, Ag, de la sección transversal.

2.9. Diseño final de Secciones Adoptas para el módulo de Aulas y Escaleras

2.9.1 Secciones de columnas para el módulo de Aulas:

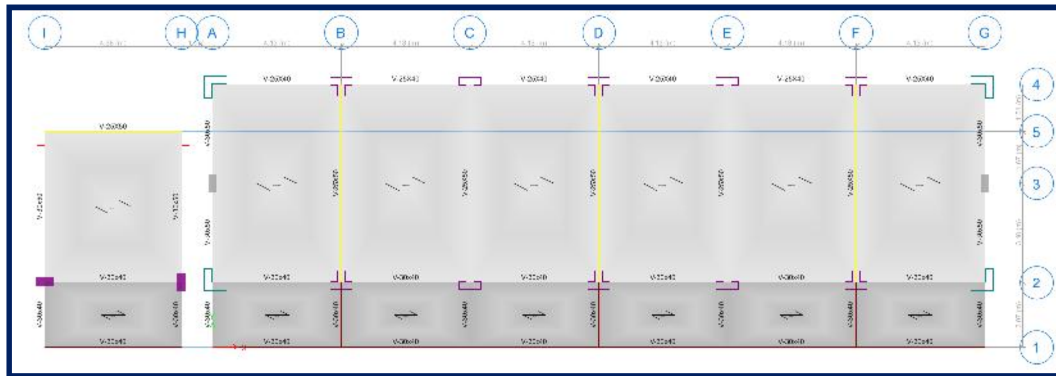


2.9.2 Secciones en el módulo de Escaleras:



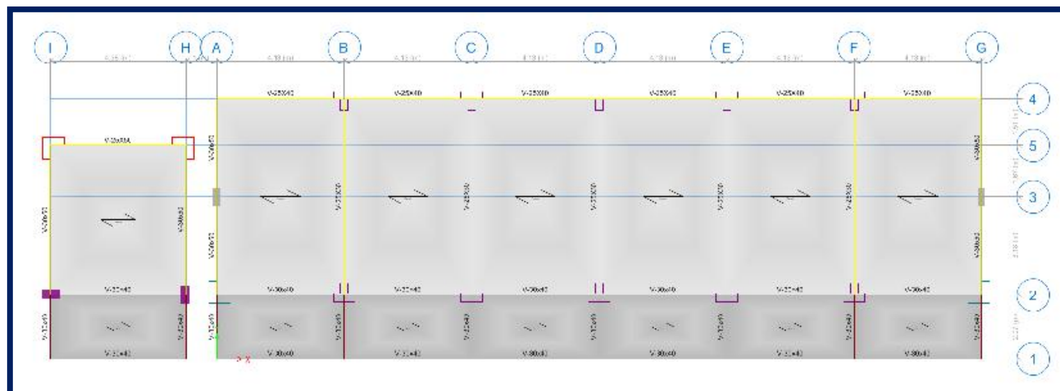
2.10. Calculo y Diseño de vigas , Losas Aligeradas y Macizas

2.10.1 Calculo y Diseño de Vigas: para el cálculo de ha tomado el criterio que a continuación se detalla



Distribución de Vigas en el 2do Nivel

- Eje 4-4 V-25x40 (Bloque de Aulas)
- Eje 2-2 V-30x40 (Bloque de Aulas)
- Eje 1-1 V-30x40 (Bloque de Aulas)
- Eje A-A V-30x50 entre el Eje 2-4(Bloque de Aulas)
- Eje A-A V-30x40 entre el Eje 1-2(Bloque de Aulas)
- Eje B-B V-25x50 entre el Eje 2-4(Bloque de Aulas)
- Eje B-B V-30x40 entre el Eje 1-2(Bloque de Aulas)
- Eje C-C V-25x50 entre el Eje 2-4(Bloque de Aulas)
- Eje C-C V-30x40 entre el Eje 1-2(Bloque de Aulas)
- Eje D-D V-25x50 entre el Eje 2-4(Bloque de Aulas)
- Eje D-D V-30x40 entre el Eje 1-2(Bloque de Aulas)
- Eje E-E V-25x50 entre el Eje 2-4(Bloque de Aulas)
- Eje E-E V-25x50 entre el Eje 2-4(Bloque de Aulas)
- Eje F-F V-25x50 entre el Eje 2-4(Bloque de Aulas)
- Eje F-F V-25x50 entre el Eje 2-4(Bloque de Aulas)
- Eje G-G V-30x50 entre el Eje 2-4(Bloque de Aulas)
- Eje G-G V-30x40 entre el Eje 2-4(Bloque de Aulas)
- Eje 5-5 V-25x50 (Bloque de Escaleras)
- Eje 2-2 V-30x40 (Bloque de Escaleras)
- Eje 1-1 V-30x40 (Bloque de Escaleras)
- Eje 1-1 V-30x40 (Bloque de Escaleras)
- Eje I-I V-30x50 entre eje 2-5 (Bloque de Escaleras)
- Eje I-I V-30x40 entre eje 1-2 (Bloque de Escaleras)
- Eje H-H V-30x50 entre eje 2-5 (Bloque de Escaleras)
- Eje H-H V-30x40 entre eje 2-2 (Bloque de Escaleras)

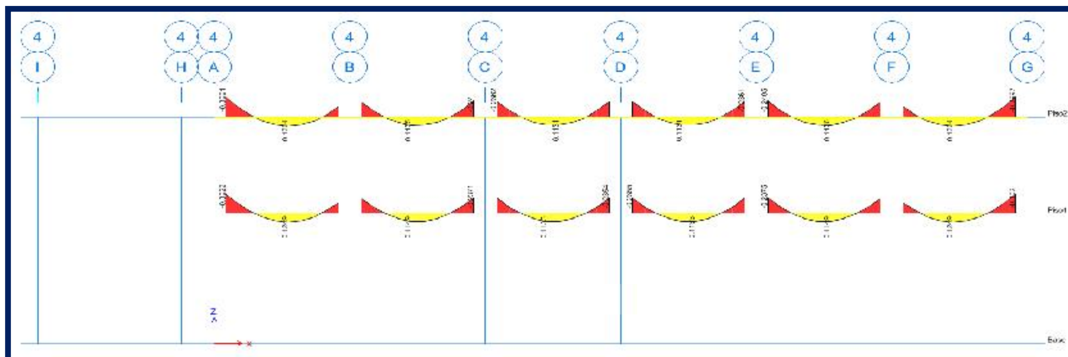


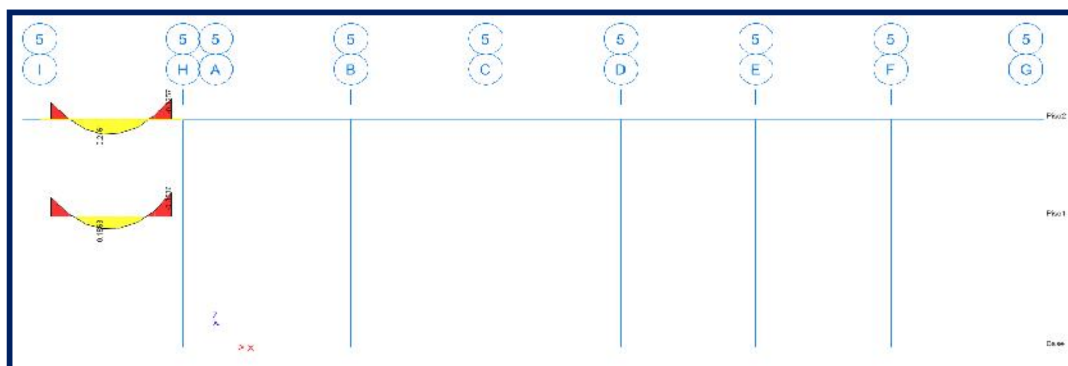
Distribución de Vigas en el 1er Nivel

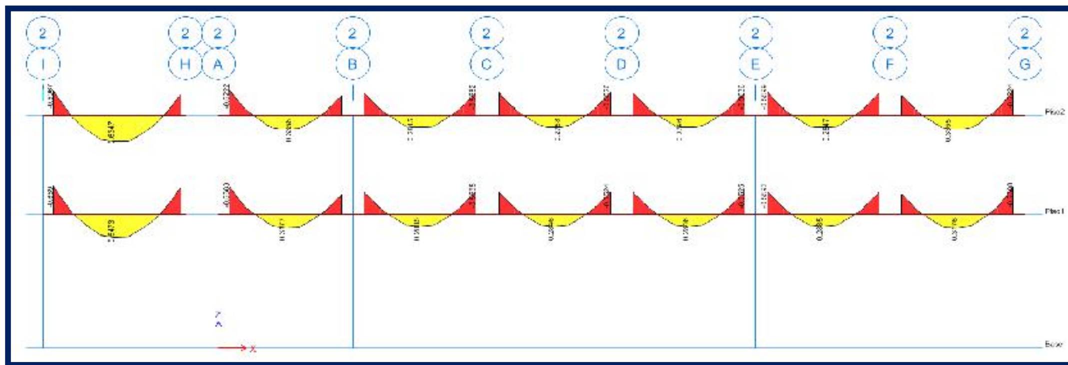
- Eje 4-4 V-25x40 (Bloque de Aulas)
- Eje 2-2 V-30x40 (Bloque de Aulas)
- Eje 1-1 V-30x40 (Bloque de Aulas)
- Eje A-A V-30x50 entre el Eje 2-4(Bloque de Aulas)
- Eje A-A V-30x40 entre el Eje 1-2(Bloque de Aulas)
- Eje B-B V-25x50 entre el Eje 2-4(Bloque de Aulas)
- Eje B-B V-30x40 entre el Eje 1-2(Bloque de Aulas)
- Eje C-C V-25x50 entre el Eje 2-4(Bloque de Aulas)
- Eje C-C V-30x40 entre el Eje 1-2(Bloque de Aulas)
- Eje D-D V-25x50 entre el Eje 2-4(Bloque de Aulas)
- Eje D-D V-30x40 entre el Eje 1-2(Bloque de Aulas)
- Eje E-E V-25x50 entre el Eje 2-4(Bloque de Aulas)
- Eje E-E V-25x50 entre el Eje 2-4(Bloque de Aulas)
- Eje F-F V-25x50 entre el Eje 2-4(Bloque de Aulas)
- Eje F-F V-25x50 entre el Eje 2-4(Bloque de Aulas)
- Eje G-G V-30x50 entre el Eje 2-4(Bloque de Aulas)
- Eje G-G V-30x40 entre el Eje 2-4(Bloque de Aulas)
- Eje 5-5 V-25x50 (Bloque de Escaleras)
- Eje 2-2 V-30x40 (Bloque de Escaleras)
- Eje 1-1 V-30x40 (Bloque de Escaleras)
- Eje I-I V-30x50 entre eje 2-5 (Bloque de Escaleras)
- Eje I-I V-30x40 entre eje 1-2 (Bloque de Escaleras)
- Eje H-H V-30x50 entre eje 2-5 (Bloque de Escaleras)
- Eje H-H V-30x40 entre eje 2-2 (Bloque de Escaleras)

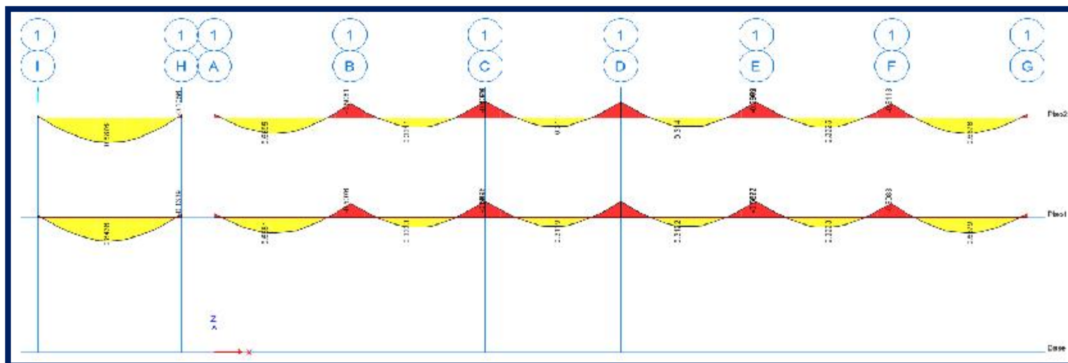
2.10.2 Diagramas de Momentos Flectores en Vigas:

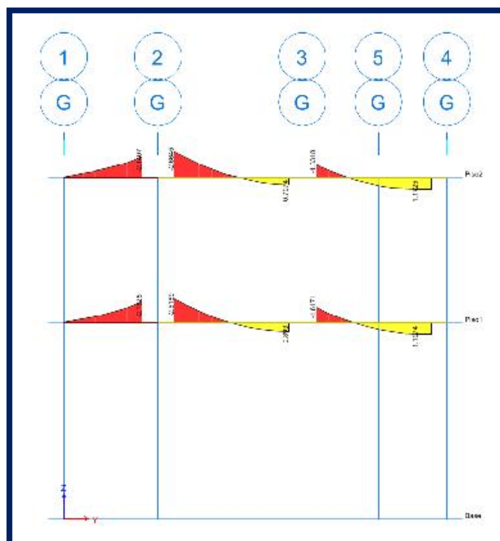
- **Estado de Carga (Dead)**

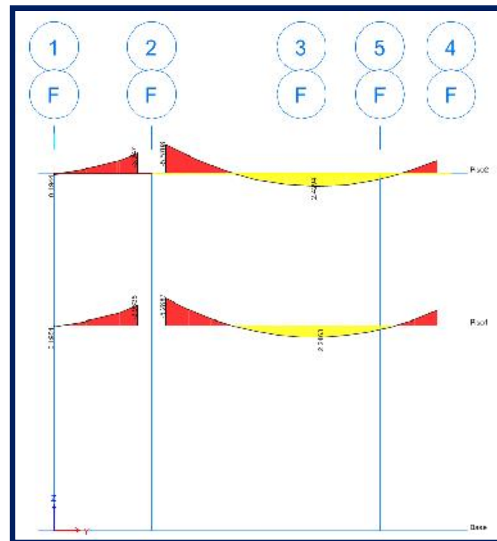


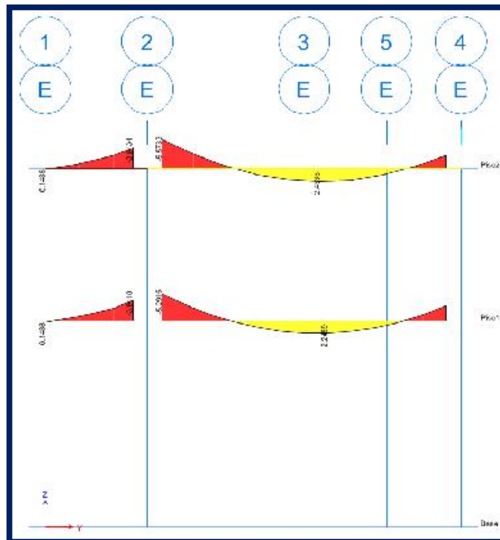


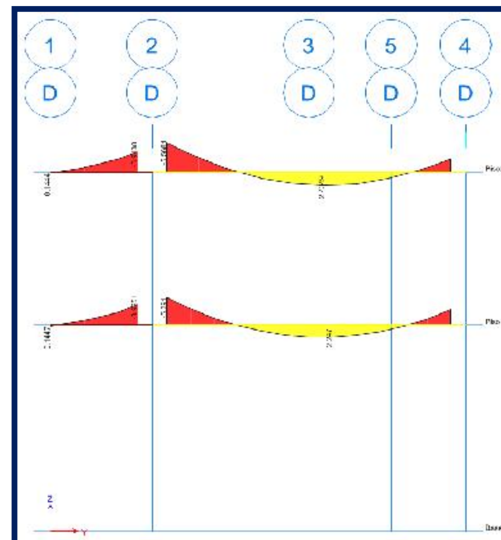

Piso2
Piso1
Base

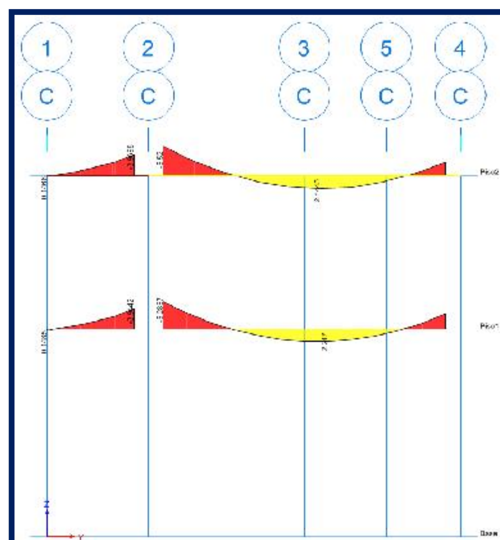

Piso2
Piso1
Base

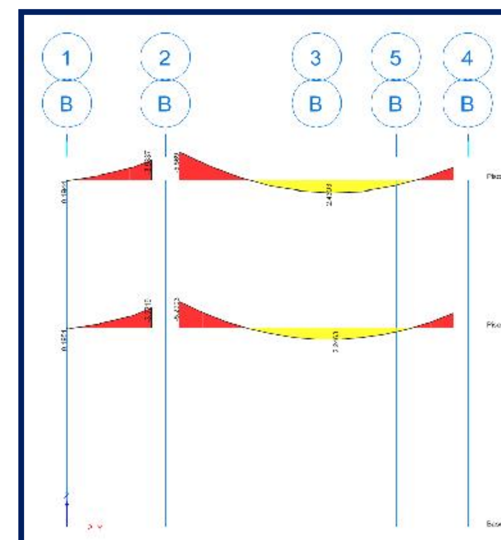


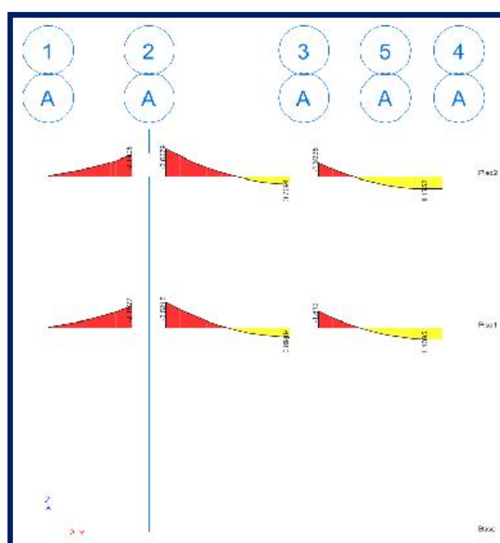


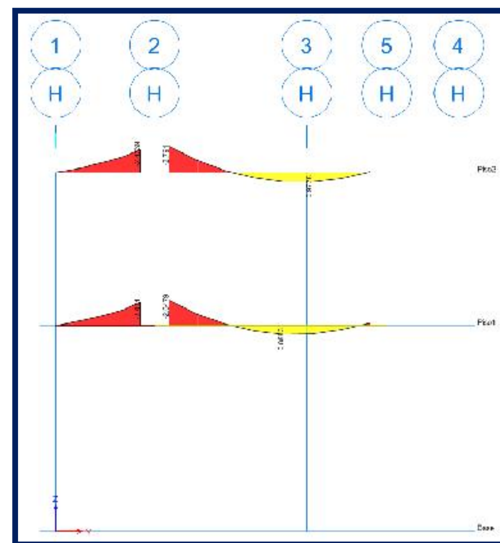

1
2
3
5
4
E
E
E
E
E
Piso2
Piso1
Base

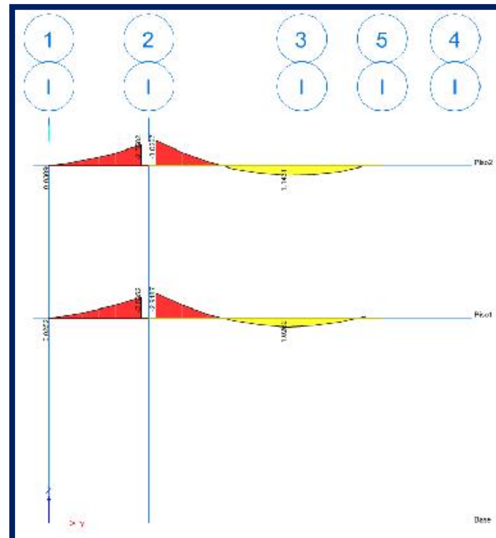

1
2
3
5
4
D
D
D
D
D
Piso2
Piso1
Base


1
2
3
5
4
C
C
C
C
C
Piso2
Piso1
Base

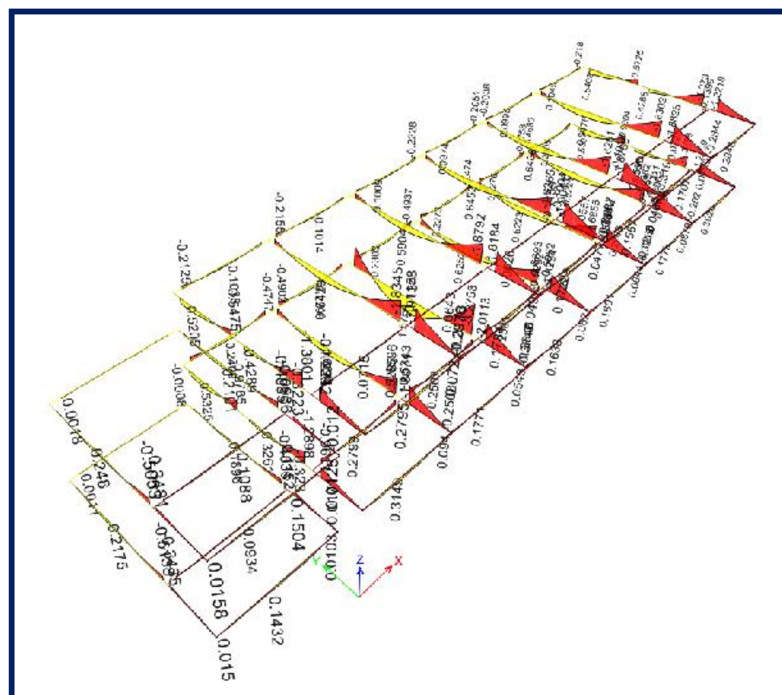

1
2
3
5
4
B
B
B
B
B
Piso2
Piso1
Base


1
2
3
5
4
A
A
A
A
A
Piso2
Piso1
Base

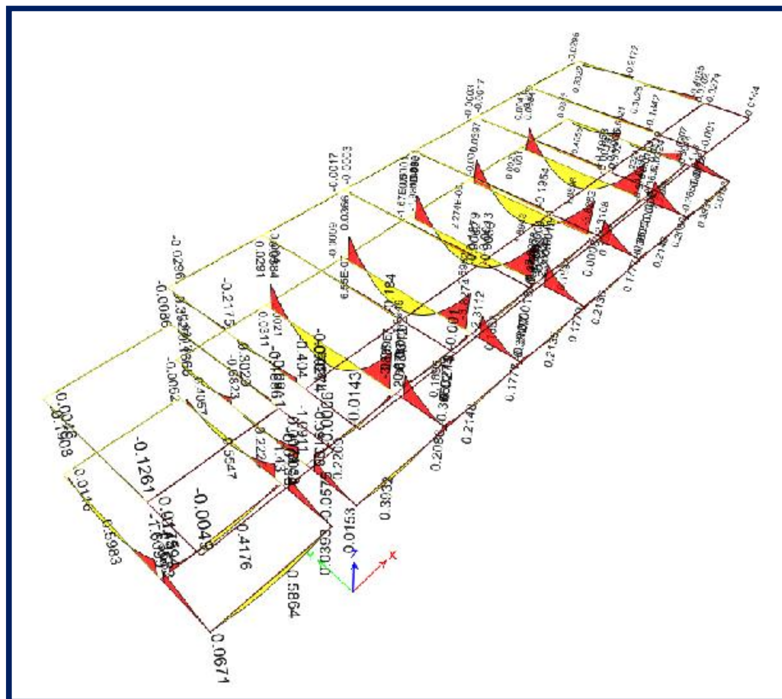

1
2
3
5
4
H
H
H
H
H
Piso2
Piso1
Base



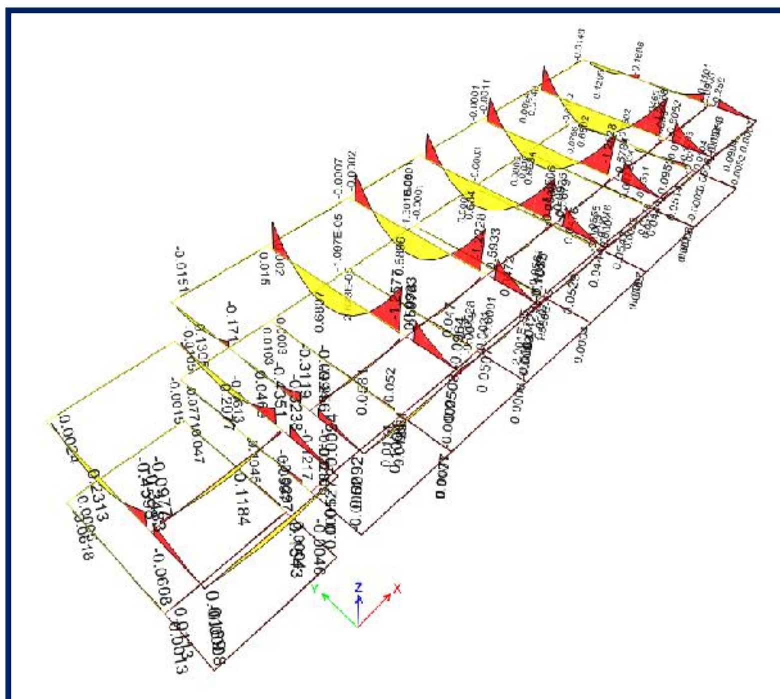
- **Estado de Carga (CM)**



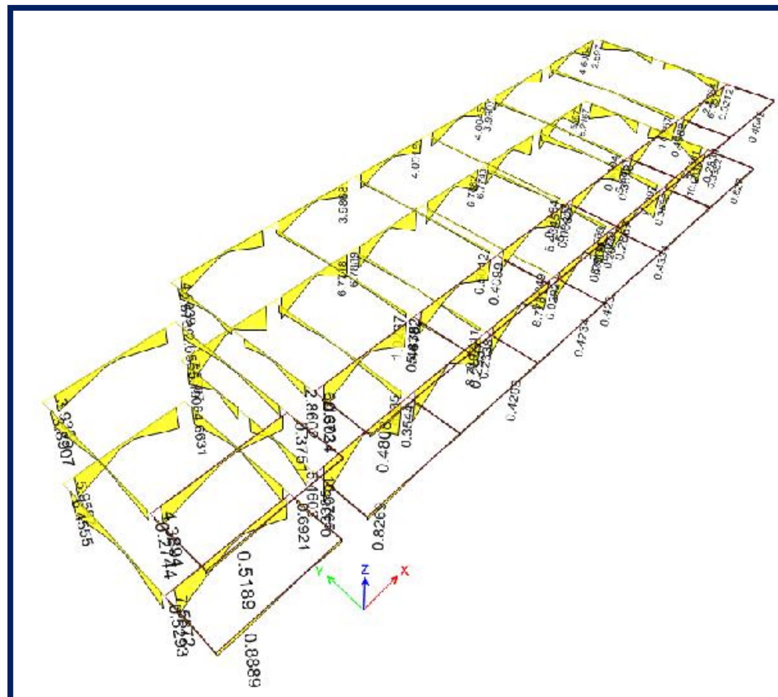
- **Estado de Carga (Live)**



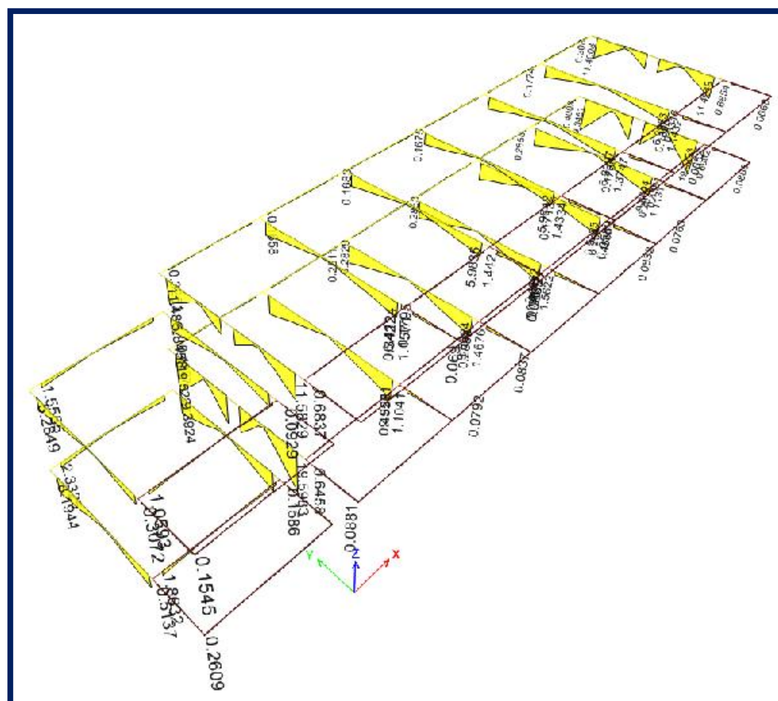
- **Estado de Carga (Liveup)**



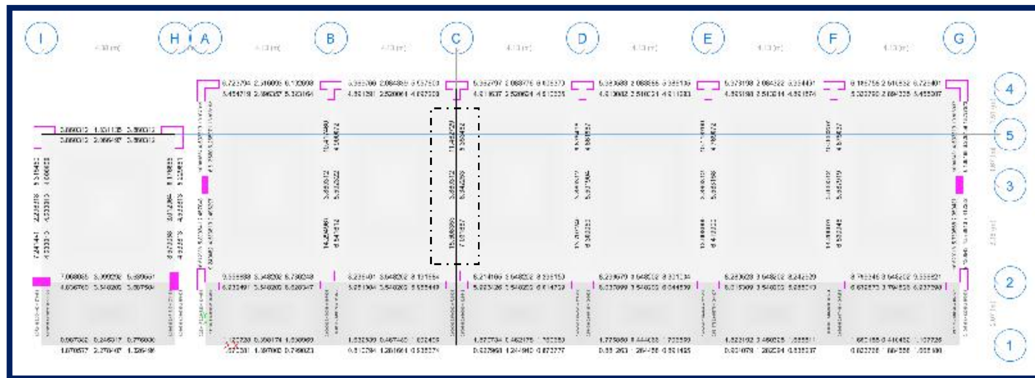
- **Estado de Carga (EQDINXX)**



- **Estado de Carga (EQDINYY)**



2.10.3 Diseño de Vigas Pórtico C-C 1er Piso:



Distribución de Acero especial (Resistentes a Momentos) en el 1er Nivel



Imagen del Pórtico seleccionado

Story: Piso1

Beam: B32

Section Name: V-25X50

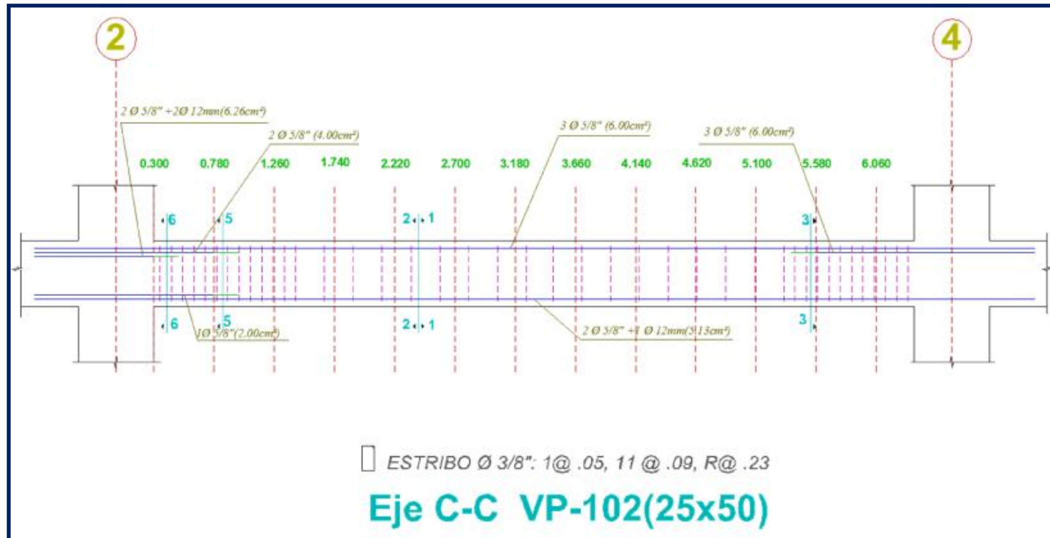
COMBO ID	STATION LOC	TOP STEEL	BOTTOM STEEL	SHEAR STEEL
U5=1.2CM+1.2	0.3000	15.508353	7.031687	0.09562
U5=1.2CM+1.2	0.7800	9.911641	3.860312	0.08166
U5=1.2CM+1.2	1.2600	5.639248	3.860312	0.06769
U5=1.2CM+1.2	1.7400	3.860312	3.860312	0.05372
U5=1.2CM+1.2	2.2200	3.860312	3.909300	0.03976
U5=1.2CM+1.2	2.7000	3.860312	4.119506	0.02579
U5=1.2CM+1.2	3.1800	3.860312	3.860312	0.02083
U5=1.2CM+1.2	3.6600	3.860312	4.616748	0.02083
U5=1.2CM+1.2	4.1400	3.860312	4.938743	0.02749
U5=1.2CM+1.2	4.6200	3.860312	4.650721	0.04146
U5=1.2CM+1.2	5.1000	3.860312	3.860312	0.05542
U5=1.2CM+1.2	5.5800	6.953975	3.860312	0.06939
U5=1.2CM+1.2	6.0600	11.462729	5.353462	0.08336
U6=0.9DEAD+0	0.3000	6.163623	3.860312	0.06413
U6=0.9DEAD+0	0.7800	3.860312	1.954568	0.05519

Cantidad y Ubicación del acero Longitudinal bajo la máxima combinación de Diseño con una salida de 13 estaciones

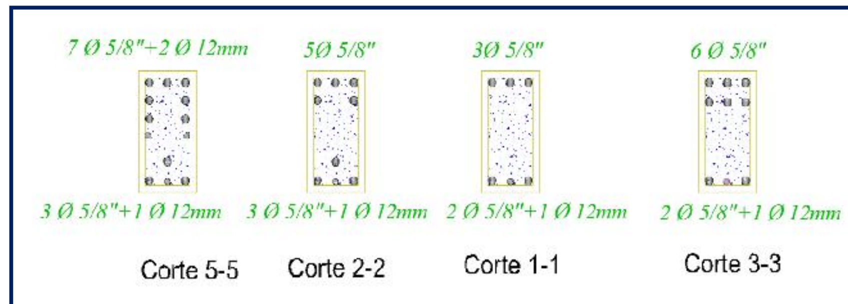
- **1er Armado Acero superior(+)= 6.00cm2= 3ϕ5/8"**
  L=6.36m
- **2do Armado Acero Superior(+)=9.91-6.00=3.91cm2= 2ϕ5/8"**
  L=1.26m-0.30m=0.96
- **3er Armado Acero Superior(+)=15.51-10.0=5.51cm2=2ϕ5/8"+ 2ϕ12mm**
  L=0.30m
- **4to Armado Acero Superior(+)=11.46-6.00=5.46cm2=3ϕ5/8"**
  L=6.06-5.58=0.48m

- **1er Armado Acero Inferior (-)=5.0cm2=2ϕ5/8"+1ϕ12mm=5.09cm2**
  L=6.36m

- **2do Armado Acero Inferior(-)=7.03-5.09=1.94cm2=1ϕ5/8"**
  L=0.78-0.30=0.48m



Esquema de refuerzo longitudinal requerido As(cm2) @ estación(ml), refuerzo transversal



Cortes de secciones transversales @ longitud de la viga

Diseño en Concreto Armado ACI 318-08

Detalles del Elemento (Envolvente)

Nivel	Sección	Longitud (m)	LLRF	Tipo
Piso1	V-25X50	6.36	1	Pórtico Especial

Propiedades de la Sección

b (m)	h (m)	b_f (m)	d_s (m)	d_{ct} (m)	d_{cb} (m)
0.25	0.5	0.25	0.44	0.03	0.03

Propiedad del Material

E_c (tonf/m²)	f'_c (tonf/m²)	Lt.Wt Factor	f_y (tonf/m²)	f_{ys} (tonf/m²)
2188197.89	2100	1	42800	42800

Parámetros de Diseño

Φ_T	Φ_{CTied}	$\Phi_{CSpiral}$	Φ_{Vns}	Φ_{Vs}	Φ_{Vjoint}
0.9	0.65	0.75	0.75	0.6	0.85

Refuerzo por Momento Flector, M_{u3}

	Area de Acero Inicial cm²	Refuerzo Inicial %	Área de Acero Central cm²	Refuerzo Central %	Area de Acero Final cm²	Refuerzo Final %
Superior (+2 Axis)	15.541103	1.24	3.860312	0.31	11.49193	0.92
Inferior (-2 Axis)	7.04475	0.56	6.342253	0.51	5.366016	0.43

Diseño de Momento Flector, M_{u3}

	Momento de Diseño Inicial M tonf-m	Estacion Inicial m	Momento de Diseño Central M tonf-m	Estación Central m	Momento de Diseño Final M_u tonf-m	Estación Final m
Superior (+2 Axis)	-23.6747	0.3	-5.9187	4.62	-18.3659	6.06
Combinación	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY +1.0LIVE		U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+ 1.0LIVE		U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1. 0LIVE	
Inferior (-2 Axis)	11.8373	0.3	10.7392	3.18	9.183	6.06
Combinación	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY +1.0LIVE		U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+ 1.0LIVE		U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1. 0LIVE	

Refuerzo por Cortante, V_{u2}

Refuerzo Inicial A_v /s cm²/cm	Refuerzo Central A_v /s cm²/cm	Refuerzo Final A_v /s cm²/cm
0.09572	0.05382	0.08345

Diseño por Fuerza Cortante, V_{u2}

Diseño por Cortante Inicial V_u tonf	Estación Inicial m	Diseño por Cortante Central V_u tonf	Estación Central m	Diseño por Cortante Final V_u tonf	Estación Final m
21.0053	0.3	0.3753	1.74	19.1812	6.06
U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0E QDINYY+1.0LIVE		U5=1.2CM+1.2DEAD +1.0EQDINYY+1.0LIV E		U5=1.2CM+1.2D EAD+1.0EQDIN YY+1.0LIVE	

Refuerzo por Torsión

Refuerzo por Corte A_t /s cm²/cm	Refuerzo Longitudinal A_l cm²
0	0

Diseño por Fuerza Torsor

Diseño por Torsor T_u tonf-m	Estación m	Diseño por Torsor T_u tonf-m	Estación m
0.0339	6.06	0.0339	6.06
U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0 EQDINXX		U6=0.9DEAD+0.9CM +1.0EQDINXX	

VIGAS		
f'c =	210.00	Kg/cm^2
fy =	4200.00	Kg/cm^2
Ancho =	25.00	cm
Altura Total =	50.00	cm
Recubrimiento =	6.00	cm
Moment Actuante =	23.67	Tn-m
Cuantía Mínima =	0.0034	
Refuerzo por Cuantía Mínima =	3.74	cm2
Cuantía Máxima =	0.0155	
Refuerzo por Cuantía Máxima =	17.03	cm2
Cuantía de Diseño =	0.0159	
Refuerzo por Cuantía de Diseño =	17.53	cm2
a cuantía mínima no se tomará en cuenta si el As es al menos 1/3 del requerid		
Refuerzo 4/3 As =	23.37	cm2
Acero de Refuerzo Requerido =	17.53	cm2
MOMENTO DE DISEÑO EN VIGAS		
Area de Acero =	16.26	cm2
a =	15.304	cm
Beta 1 =	0.850	
c =	18.004	cm
Mn =	24.823	Tn-m
Momento de Diseño =	22.341	Tn-m
Se calcula el momento resistentes con las cantidades de la calculadora de varillas y con las propiedades ingresadas en "Vigas"		
DISEÑO POR CORTANTE y/o TORSIÓN EN VIGAS		
Según programa		
Av =	0.10	cm2/cm
Diámetro de estribo a Usar =	3/8	"
Varillas por Estribo =	2	
Se necesitan =	7.00	varillas c/m
Separación =	0.14	m
DISEÑO POR CORTANTE EN VIGAS		
Según ACI 318/18 (Sólo para Resistentes a Sismo)		
Tipo de Pórtico =	Especial	
Diámetro de Varilla a Usar =	5/8	"
Diámetro de Estribo a Usar =	3/8	"
Estribos dentro de la zona de confinamiento sera:		
1º Formula =	11.000	cm
2º Formula =	9.540	cm
3º Formula =	15.240	cm
4º Formula =	-	cm
Separacion =	9.540	cm
Separación a Usar =	9.000	cm
Long. de Confinamiento =	100.000	cm
Cantidad de Estribos =	11.000	
Estribos fuera de la zona de confinamiento sera:		
Separacion =	22.000	cm
Separación a Usar =	23.000	cm
USAR = 1 @ 0.05, 11 @ 0.09, Resto @ 0.23		

TRAMO: SUPERIOR-IZQUIERDA (Momento Negativo)

VIGAS		
f'c =	210.00	Kg/cm^2
fy =	4200.00	Kg/cm^2
Ancho =	25.00	cm
Altura Total =	50.00	cm
Recubrimiento =	6.00	cm
Moment Actuante =	5.92	Tn-m
Cuantía Mínima =	0.0034	
Refuerzo por Cuantía Mínima =	3.74	cm2
Cuantía Máxima =	0.0155	
Refuerzo por Cuantía Máxima =	17.03	cm2
Cuantía de Diseño =	0.0034	
Refuerzo por Cuantía de Diseño =	3.71	cm2
a cuantía mínima no se tomará en cuenta si el As es al menos 1/3 del requerid		
Refuerzo 4/3 As =	4.94	cm2
Acero de Refuerzo Requerido =	3.74	cm2
MOMENTO DE DISEÑO EN VIGAS		
Area de Acero =	6.00	cm2
a =	5.647	cm
Beta 1 =	0.850	
c =	6.644	cm
Mn =	10.376	Tn-m
Momento de Diseño =	9.339	Tn-m
Se calcula el momento resistentes con las cantidades de la calculadora de varillas y con las propiedades ingresadas en "Vigas"		
DISEÑO POR CORTANTE y/o TORSIÓN EN VIGAS		
Según programa		
Av =	0.14	cm2/cm
Diámetro de estribo a Usar =	3/8	"
Varillas por Estribo =	2	
Se necesitan =	10.00	varillas c/m
Separación =	0.10	m
DISEÑO POR CORTANTE EN VIGAS		
Según ACI 318/18 (Sólo para Resistentes a Sismo)		
Tipo de Pórtico =	Especial	
Diámetro de Varilla a Usar =	5/8	"
Diámetro de Estribo a Usar =	3/8	"
Estribos dentro de la zona de confinamiento sera:		
1º Formula =	11.000	cm
2º Formula =	9.540	cm
3º Formula =	15.240	cm
4º Formula =	-	cm
Separacion =	9.540	cm
Separación a Usar =	9.000	cm
Long. de Confinamiento =	100.000	cm
Cantidad de Estribos =	11.000	
Estribos fuera de la zona de confinamiento sera:		
Separacion =	22.000	cm
Separación a Usar =	23.000	cm
USAR = 1 @ 0.05, 11 @ 0.09, Resto @ 0.23		

TRAMO: SUPERIOR-CENTRAL (Momento Negativo)

VIGAS		
f'c =	210.00	Kg/cm^2
fy =	4200.00	Kg/cm^2
Ancho =	25.00	cm
Altura Total =	50.00	cm
Recubrimiento =	6.00	cm
Moment Actuante =	18.37	Tn-m
Cuantía Mínima =	0.0034	
Refuerzo por Cuantía Mínima =	3.74	cm2
Cuantía Máxima =	0.0155	
Refuerzo por Cuantía Máxima =	17.03	cm2
Cuantía de Diseño =	0.0116	
Refuerzo por Cuantía de Diseño =	12.80	cm2
a cuantía mínima no se tomará en cuenta si el As es al menos 1/3 del requerid		
Refuerzo 4/3 As =	17.07	cm2
Acero de Refuerzo Requerido =	12.80	cm2
MOMENTO DE DISEÑO EN VIGAS		
Area de Acero =	12.00	cm2
a =	11.294	cm
Beta 1 =	0.850	
c =	13.287	cm
Mn =	19.330	Tn-m
Momento de Diseño =	17.397	Tn-m
Se calcula el momento resistentes con las cantidades de la calculadora de varillas y con las propiedades ingresadas en "Vigas"		
DISEÑO POR CORTANTE y/o TORSIÓN EN VIGAS		
Según programa		
Av =	0.14	cm2/cm
Diámetro de estribo a Usar =	3/8	"
Varillas por Estribo =	2	
Se necesitan =	10.00	varillas c/m
Separación =	0.10	m
DISEÑO POR CORTANTE EN VIGAS		
Según ACI 318/18 (Sólo para Resistentes a Sismo)		
Tipo de Pórtico =	Especial	
Diámetro de Varilla a Usar =	5/8	"
Diámetro de Estribo a Usar =	3/8	"
Estribos dentro de la zona de confinamiento sera:		
1º Formula =	11.000	cm
2º Formula =	9.540	cm
3º Formula =	15.240	cm
4º Formula =	-	cm
Separacion =	9.540	cm
Separación a Usar =	9.000	cm
Long. de Confinamiento =	100.000	cm
Cantidad de Estribos =	11.000	
Estribos fuera de la zona de confinamiento sera:		
Separacion =	22.000	cm
Separación a Usar =	23.000	cm
USAR = 1 @ 0.05, 11 @ 0.09, Resto @ 0.23		

TRAMO: SUPERIOR-DERECHA (Momento Negativo)

VIGAS		
f'c =	210.00	Kg/cm 2
fy =	4200.00	Kg/cm 2
Ancho =	25.00	cm
Altura Total =	50.00	cm
Recubrimiento =	6.00	cm
Moment Actuante =	11.84	Tn-m
Cuantía Mínima =	0.0034	
Refuerzo por Cuantía Mínima =	3.74	cm2
Cuantía Máxima =	0.0155	
Refuerzo por Cuantía Máxima =	17.03	cm2
Cuantía de Diseño =	0.0071	
Refuerzo por Cuantía de Diseño =	7.77	cm2
a cuantía mínima no se tomará en cuenta si el As es al menos 1/3 del requerid		
Refuerzo 4/3 As =	10.35	cm2
Acero de Refuerzo Requerido =	7.77	cm2
MOMENTO DE DISEÑO EN VIGAS		
Area de Acero =	7.13	cm2
a =	6.711	cm
Beta 1 =	0.850	
c =	7.895	cm
Mn =	12.171	Tn-m
Momento de Diseño =	10.954	Tn-m
Se calcula el momento resistentes con las cantidades de la calculadora de varillas y con las propiedades ingresadas en "Vigas"		
DISEÑO POR CORTANTE y/o TORSIÓN EN VIGAS		
Según programa		
Av =	0.14	cm2/cm
Diámetro de estribo a Usar =	3/8	"
Varillas por Estribo =	2	
Se necesitan =	10.00	varillas c/m
Separación =	0.10	m
DISEÑO POR CORTANTE EN VIGAS		
Según ACI 318/18 (Sólo para Resistentes a Sismo)		
Tipo de Pórtico =	Especial	
Diámetro de Varilla a Usar =	5/8	"
Diámetro de Estribo a Usar =	3/8	"
Estribos dentro de la zona de confinamiento sera:		
1º Formula =	11.000	cm
2º Formula =	9.540	cm
3º Formula =	15.240	cm
4º Formula =	-	cm
Separacion =	9.540	cm
Separación a Usar =	9.000	cm
Long. de Confinamiento =	100.000	cm
Cantidad de Estribos =	11.000	
Estribos fuera de la zona de confinamiento sera:		
Separacion =	22.000	cm
Separación a Usar =	23.000	cm
USAR = 1 @ 0.05, 11 @ 0.09, Resto @ 0.23		

TRAMO: INFERIOR-IZQUIERDO (Momento Positivo)

VIGAS		
f'c =	210.00	Kg/cm 2
fy =	4200.00	Kg/cm 2
Ancho =	25.00	cm
Altura Total =	50.00	cm
Recubrimiento =	6.00	cm
Moment Actuante =	10.74	Tn-m
Cuantía Mínima =	0.0034	
Refuerzo por Cuantía Mínima =	3.74	cm2
Cuantía Máxima =	0.0155	
Refuerzo por Cuantía Máxima =	17.03	cm2
Cuantía de Diseño =	0.0063	
Refuerzo por Cuantía de Diseño =	6.98	cm2
a cuantía mínima no se tomará en cuenta si el As es al menos 1/3 del requerid		
Refuerzo 4/3 As =	9.31	cm2
Acero de Refuerzo Requerido =	6.98	cm2
MOMENTO DE DISEÑO EN VIGAS		
Area de Acero =	5.84	cm2
a =	5.496	cm
Beta 1 =	0.850	
c =	6.466	cm
Mn =	10.118	Tn-m
Momento de Diseño =	9.106	Tn-m
Se calcula el momento resistentes con las cantidades de la calculadora de varillas y con las propiedades ingresadas en "Vigas"		
DISEÑO POR CORTANTE y/o TORSIÓN EN VIGAS		
Según programa		
Av =	0.14	cm2/cm
Diámetro de estribo a Usar =	3/8	"
Varillas por Estribo =	2	
Se necesitan =	10.00	varillas c/m
Separación =	0.10	m
DISEÑO POR CORTANTE EN VIGAS		
Según ACI 318/18 (Sólo para Resistentes a Sismo)		
Tipo de Pórtico =	Especial	
Diámetro de Varilla a Usar =	5/8	"
Diámetro de Estribo a Usar =	3/8	"
Estribos dentro de la zona de confinamiento sera:		
1º Formula =	11.000	cm
2º Formula =	9.540	cm
3º Formula =	15.240	cm
4º Formula =	-	cm
Separacion =	9.540	cm
Separación a Usar =	9.000	cm
Long. de Confinamiento =	100.000	cm
Cantidad de Estribos =	11.000	
Estribos fuera de la zona de confinamiento sera:		
Separacion =	22.000	cm
Separación a Usar =	23.000	cm
USAR = 1 @ 0.05, 11 @ 0.09, Resto @ 0.23		

TRAMO: INFERIOR-CENTRAL (Momento Positivo)

VIGAS		
f'c =	210.00	Kg/cm 2
fy =	4200.00	Kg/cm 2
Ancho =	25.00	cm
Altura Total =	50.00	cm
Recubrimiento =	6.00	cm
Moment Actuante =	9.18	Tn-m
Cuantía Mínima =	0.0034	
Refuerzo por Cuantía Mínima =	3.74	cm2
Cuantía Máxima =	0.0155	
Refuerzo por Cuantía Máxima =	17.03	cm2
Cuantía de Diseño =	0.0054	
Refuerzo por Cuantía de Diseño =	5.89	cm2
a cuantía mínima no se tomará en cuenta si el As es al menos 1/3 del requerid		
Refuerzo 4/3 As =	7.86	cm2
Acero de Refuerzo Requerido =	5.89	cm2
MOMENTO DE DISEÑO EN VIGAS		
Area de Acero =	5.13	cm2
a =	4.828	cm
Beta 1 =	0.850	
c =	5.680	cm
Mn =	8.960	Tn-m
Momento de Diseño =	8.064	Tn-m
Se calcula el momento resistentes con las cantidades de la calculadora de varillas y con las propiedades ingresadas en "Vigas"		
DISEÑO POR CORTANTE y/o TORSIÓN EN VIGAS		
Según programa		
Av =	0.14	cm2/cm
Diámetro de estribo a Usar =	3/8	"
Varillas por Estribo =	2	
Se necesitan =	10.00	varillas c/m
Separación =	0.10	m
DISEÑO POR CORTANTE EN VIGAS		
Según ACI 318/18 (Sólo para Resistentes a Sismo)		
Tipo de Pórtico =	Especial	
Diámetro de Varilla a Usar =	5/8	"
Diámetro de Estribo a Usar =	3/8	"
Estribos dentro de la zona de confinamiento sera:		
1º Formula =	11.000	cm
2º Formula =	9.540	cm
3º Formula =	15.240	cm
4º Formula =	-	cm
Separacion =	9.540	cm
Separación a Usar =	9.000	cm
Long. de Confinamiento =	100.000	cm
Cantidad de Estribos =	11.000	
Estribos fuera de la zona de confinamiento sera:		
Separacion =	22.000	cm
Separación a Usar =	23.000	cm
USAR = 1 @ 0.05, 11 @ 0.09, Resto @ 0.23		

TRAMO: INFERIOR-DERECHO (Momento Positivo)

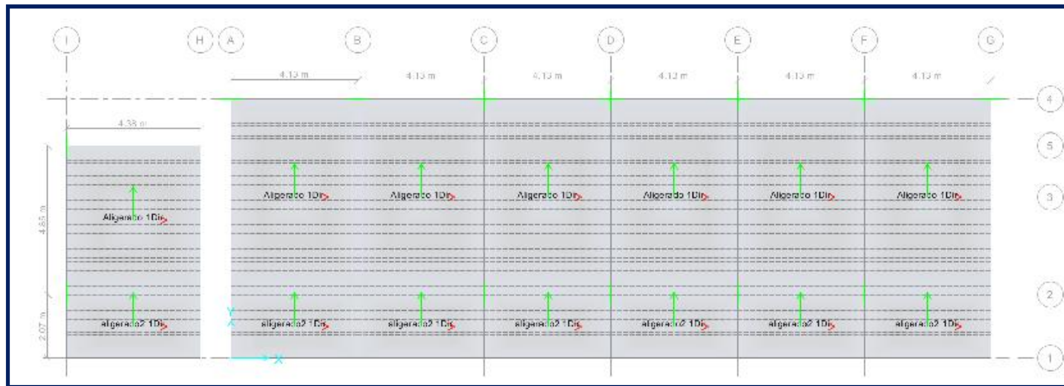
2.0.0 Calculo y Diseño de Losas Aligeras: para el cálculo de ha tomado el criterio que a continuación se detalla

Propiedades Geométricas de las Viguetas 1Direccion (Volado)

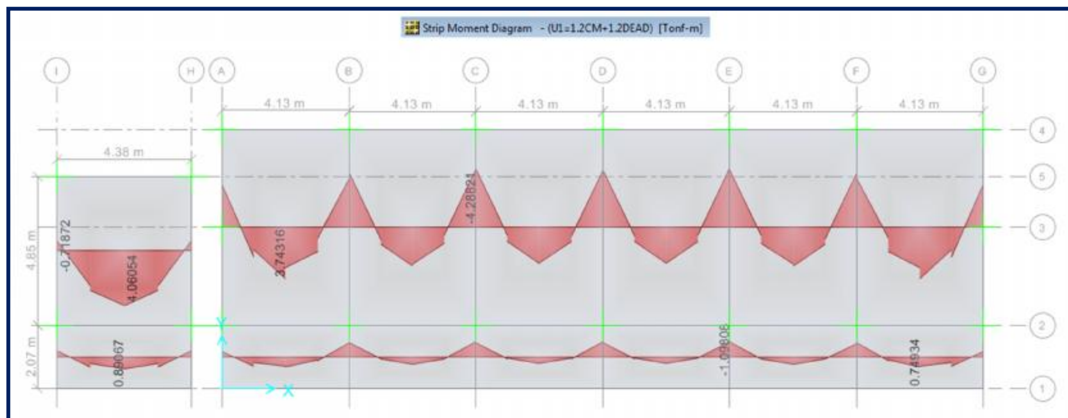
Propiedades Geométricas de las Viguetas 1Direccion (Aulas)

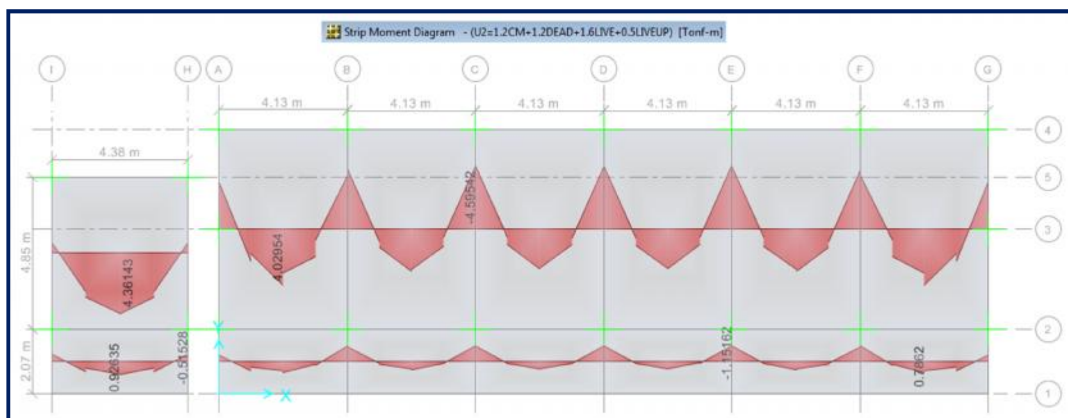
Propiedades Mecánicas del Acero

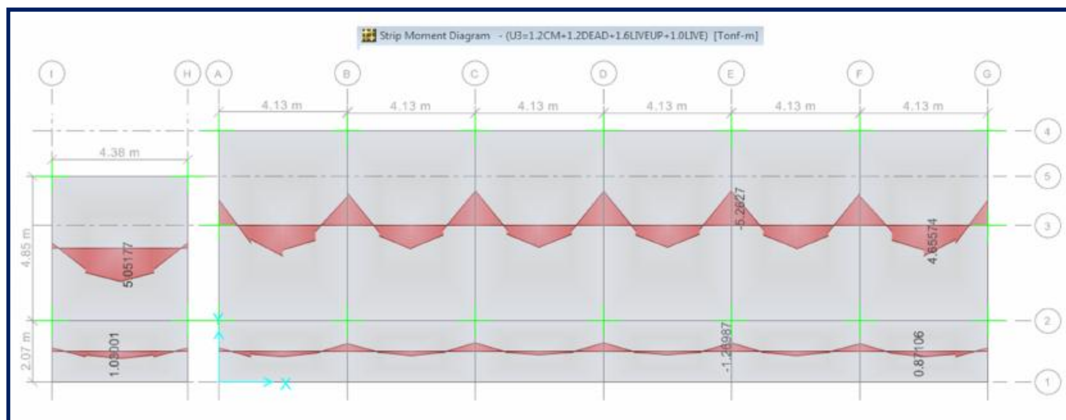
Propiedades Mecánicas del Concreto

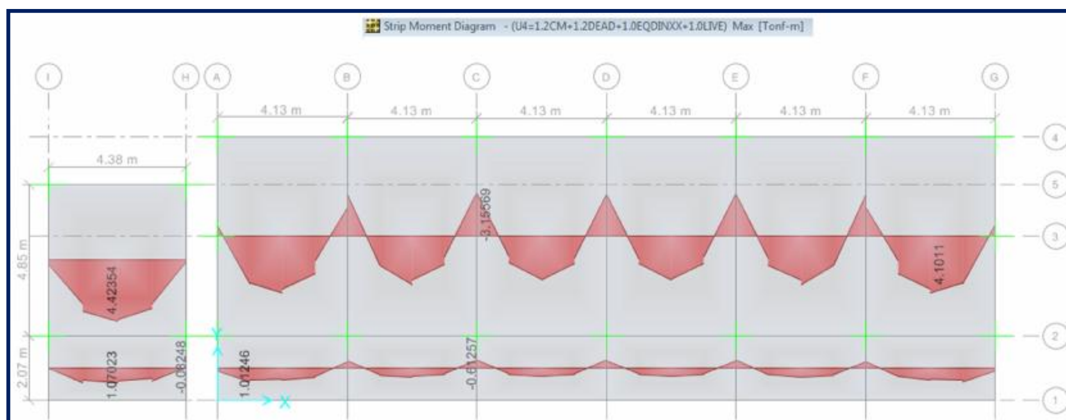


Distribución de las Viguetas en el 1er Piso

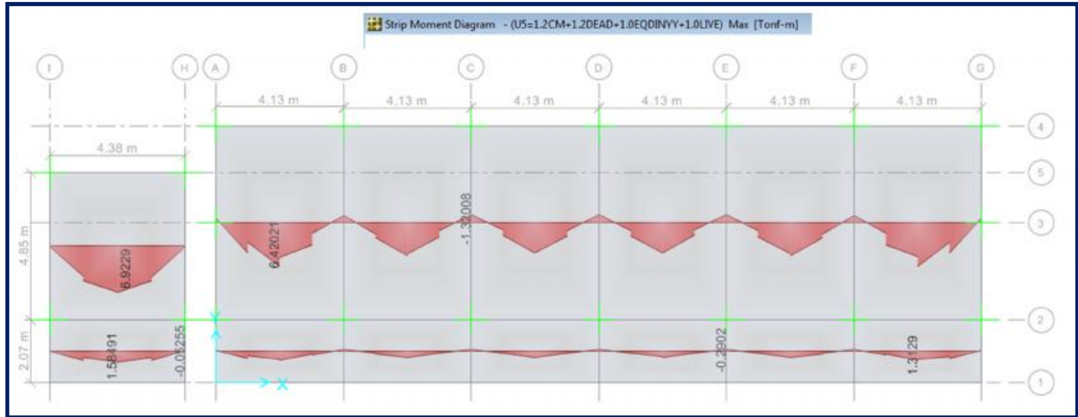


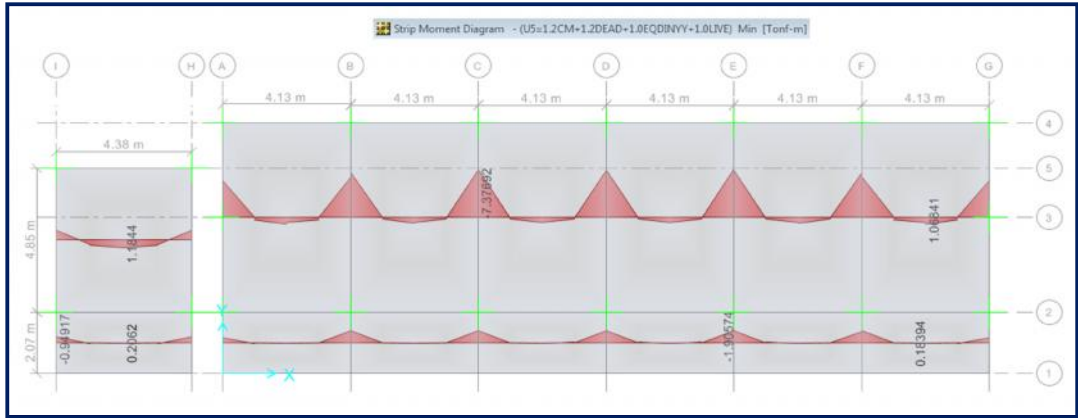



Strip Moment Diagram - (U3=1.2CM+1.2DEAD+1.6LIVEUP+1.0LIVE) [Tonf-m]
4.13 m
4.38 m
4.85 m
2.07 m
5.05177
1.08001
-5.2827
-1.28987
4.55574
0.87106


Strip Moment Diagram - (U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE) Max [Tonf-m]
4.13 m
4.38 m
4.85 m
2.07 m
4.42354
1.07023
-0.08248
1.01246
-3.15569
-0.61257
4.1011


Strip Moment Diagram - (U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE) Min [Tonf-m]
4.13 m
4.38 m
4.85 m
2.07 m
-1.73708
3.76081
3.38801
-0.99788
0.83013
-1.65722
-5.60927
0.65384


Strip Moment Diagram - (U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE) Max [Tonf-m]


Strip Moment Diagram - (U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE) Min [Tonf-m]


Strip Moment Diagram - (U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX) Max [Tonf-m]


Strip Moment Diagram - (U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX) Min [Tonf-m]
4.13 m
4.38 m
4.85 m
2.07 m
-6.35741
4.20952
4.67817
-1.14628
1.1212
-1.89584
0.81866


Strip Moment Diagram - (U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY) Max [Tonf-m]
4.13 m
4.38 m
4.85 m
2.07 m
7.84026
-2.27004
7.24221
1.87537
-0.18094
1.47788
-0.53318


Strip Moment Diagram - (U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY) Min [Tonf-m]
4.13 m
4.38 m
4.85 m
2.07 m
2.10307
-8.16223
-1.09757
0.49727
0.35067

TABLA: Diseño de Viguetas por Flección-Modulo de Aulas(Superior)									
Estación	Ancho Efectivo	# de Viguetas	Combinación de Diseño Superior	Momento Superior	Momento Sup. / # viguetas	Area de Refuerzo Superior	Area de Refuerzo Superior / # de Viguetas	Area Minima de Refuerzo Superior	Area Minima de Refuerzo Superior / # de Viguetas
m	m	Und	Descripción	Tonf-m	Tonf-m	cm2	cm2	cm2	cm2
0	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	-6.53093	-0.435395333	10.2569	0.683793333	22.9964	1.533093333
1.0325	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	-1.51423	-0.100948667	2.4027	0.16018	0	0
2.065	6.085	15		0	0	0	0	0	0
3.0975	6.085	15	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	-0.60533	-0.040355333	1.1449	0.076326667	0	0
4.13	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	-7.73191	-0.515460667	12.0899	0.805993333	22.9964	1.533093333
5.1625	6.085	15	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	-0.56704	-0.037802667	1.5093	0.10062	0	0
6.195	6.085	15		0	0	0	0	0	0
7.2275	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	-0.02042	-0.001361333	3.5696	0.237973333	0	0
8.26	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	-6.49147	-0.432764667	17.1222	1.14148	22.9964	1.533093333
9.2925	6.085	15	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	-0.44082	-0.029388	8.8252	0.588346667	0	0
10.325	6.085	15		0	0	14.0828	0.938853333	0	0
11.3575	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	-0.02	-0.001333333	50.5714	3.371426667	0	0
12.39	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	-4.04526	-0.269684	54.0859	3.605726667	22.9964	1.533093333
13.4225	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	-0.0198	-0.00132	50.571	3.3714	0	0
14.455	6.085	15		0	0	14.1004	0.940026667	0	0
15.4875	6.085	15	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	-0.48848	-0.032565333	8.9135	0.594233333	0	0
16.52	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	-6.57511	-0.438340667	17.2527	1.15018	22.9964	1.533093333
17.5525	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	-0.02017	-0.001344667	3.5691	0.23794	0	0
18.585	6.085	15		0	0	0	0	0	0
19.6175	6.085	15	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	-0.58614	-0.039076	1.5387	0.10258	0	0
20.65	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	-7.71614	-0.514409333	12.065	0.804333333	22.9964	1.533093333
21.6825	6.085	15	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	-0.60788	-0.040525333	1.1489	0.076593333	0	0
22.715	6.085	15		0	0	0	0	0	0
23.7475	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	-1.52798	-0.101865333	2.4241	0.161606667	0	0
24.78	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	-6.53274	-0.435516	10.2598	0.683986667	22.9964	1.533093333

TABLA: Diseño de Viguetas por Flección-Modulo de Aulas(Inferior)									
Estación	Ancho Efectivo	# de Viguetas	Combinación de Diseño Inferior	Momento Inferior	Momento Inf. / # viguetas	Area de Refuerzo Inferior	Area de Refuerzo Inferior / # de Viguetas	Area Minima de Refuerzo Inferior	Area Minima de Refuerzo Inferior / # de Viguetas
m	m	Und	Descripción	Tonf-m	Tonf-m	cm2	cm2	cm2	cm2
0	6.085	15	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	0.54146	0.036097333	0.9511	0.063406667	0	0
1.0325	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	5.26159	0.350772667	8.1924	0.54616	22.9964	1.533093333
2.065	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	7.29305	0.486203333	11.3951	0.759673333	22.9964	1.533093333
3.0975	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	3.71569	0.247712667	5.7702	0.38468	22.9964	1.533093333
4.13	6.085	15	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	0.15733	0.010488667	1.1147	0.074313333	0	0
5.1625	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	2.39691	0.159794	4.9118	0.327453333	22.9964	1.533093333
6.195	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	5.54388	0.369592	8.6361	0.57574	22.9964	1.533093333
7.2275	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	1.68361	0.112240667	6.6498	0.44332	22.9964	1.533093333
8.26	6.085	15	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	0.13305	0.00887	8.5298	0.568653333	0	0
9.2925	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	2.15335	0.143556667	15.111	1.0074	22.9964	1.533093333
10.325	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	3.77089	0.251392667	27.0072	1.80048	22.9964	1.533093333
11.3575	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	1.74247	0.116164667	53.7613	3.584086667	22.9964	1.533093333
12.39	6.085	15	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	0.17824	0.011882667	46.9244	3.128293333	0	0
13.4225	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	1.761	0.1174	53.7956	3.586373333	22.9964	1.533093333
14.455	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	3.75553	0.250368667	26.9787	1.79858	22.9964	1.533093333
15.4875	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	2.21744	0.147829333	15.2297	1.015313333	22.9964	1.533093333
16.52	6.085	15	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	0.17023	0.011348667	8.5987	0.573246667	0	0
17.5525	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	1.72039	0.114692667	6.7179	0.44786	22.9964	1.533093333
18.585	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	5.54468	0.369645333	8.6373	0.57582	22.9964	1.533093333
19.6175	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	2.41502	0.161001333	4.9399	0.329326667	22.9964	1.533093333
20.65	6.085	15	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	0.17311	0.011540667	1.144	0.076266667	0	0
21.6825	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	3.72197	0.248131333	5.78	0.385333333	22.9964	1.533093333
22.715	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	7.29699	0.486466	11.4013	0.760086667	22.9964	1.533093333
23.7475	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	5.25541	0.350360667	8.1827	0.545513333	22.9964	1.533093333
24.78	6.085	15	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	0.54199	0.036132667	0.952	0.063466667	0	0

TABLA: Diseño de Viguetas por Cortante-Modulo de Aulas					
Estación	Ancho Efectivo	# de Viguetas	Combinación	Fuerza de Corte	Fuerza de Corte / # de Viguetas
m	m	Und	Descripción	Tonf	Tonf
0	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	10.1964	0.67976
1.0325	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	10.1964	0.67976
2.065	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	4.213	0.280866667
3.0975	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	8.1321	0.54214
4.13	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	9.0407	0.602713333
5.1625	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	9.0407	0.602713333
6.195	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	3.1275	0.2085
7.2275	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	8.9422	0.596146667
8.26	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	9.014	0.600933333
9.2925	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	9.014	0.600933333
10.325	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	3.1737	0.21158
11.3575	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	8.9222	0.594813333
12.39	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	8.9222	0.594813333
13.4225	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	8.9222	0.594813333
14.455	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	3.2263	0.215086667
15.4875	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	9.0159	0.60106
16.52	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	9.0159	0.60106
17.5525	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	8.9433	0.59622
18.585	6.085	15	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	3.1728	0.21152
19.6175	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	9.0405	0.6027
20.65	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	9.0405	0.6027
21.6825	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	8.1291	0.54194
22.715	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	4.2118	0.280786667
23.7475	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	10.1952	0.67968
24.78	6.085	15	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	10.1952	0.67968

En la losa mencionada, el momento máximo negativo en la losa es de -7.716 Ton-m, que dividido entre las 15 viguetas nos da un valor de -0.514 Ton-m. El momento máximo positivo en la losa es de 7.2969 Ton-m, que dividido entre las 15 viguetas nos da un valor de 0.4864 Ton-m. La cortante máxima en el Eje 3 es de 10.19 Ton, que dividido entre 15 nos da 0.68 Ton.
Con los valores de los momentos y fuerzas cortantes, se procede a realizar el diseño el que se puede verificar con los resultados del Safe; pero el Safe nos dará el requerimiento de acero para el espesor de la franja de diseño especificada, entonces de usar el diseño del Safe se debe de dividir el valor por las 15 viguetas de la losa.

DISEÑO Y VERIFICACIONES EN ALIGERADOS

VIGUETAS		
f'c =	210.00	Kg/cm^2
fy =	4200.00	Kg/cm^2
Ancho =	10.00	cm
Altura Total =	25.00	cm
Recubrimiento =	2.00	cm
Moment Actuante Negativo=	-0.516	Tn-m
Moment Actuante Positivo=	0.487	Tn-m
Separación Eje a Eje de Viguetas =	40.00	cm
Altura de Losa Superior =	5.00	cm
Cuantía Mínima =	0.0034	
Cuantía Máxima =	0.0155	
Cuantía de Diseño Negativa=	0.0027	
Refuerzo Negativo =	0.61	cm2
Cuantía de Diseño Positivo =	0.0006	
Refuerzo Positivo =	0.56	cm2
La cuantía mínima no se tomará en cuenta si el As es al menos 1/3 del requerido		
Refuerzo 4/3 As- =	0.82	cm2
Refuerzo 4/3 As+ =	0.75	cm2
ΦVc =	1.65	Tn
ΦVc debe ser Mayor a Vu, de lo contrario realizar ensanche alternado de Vigueta		

Refuerzo y Cuantías en Viguetas		
Ref. por Cuantía Mínima (+) =	3.13	cm2
Ref. por Cuantía Mínima (-) =	0.78	cm2
Ref. por Cuantía Máxima (+) =	14.24	cm2
Ref. por Cuantía Máxima (-) =	8.90	cm2

Acero por Temperatura en Losa Superior		
Ref. por Temperatura Ast =	0.90	cm2
Acero Ast a Usar =	1/4	"
Se necesitan =	3.00	varillas/m
Separación =	0.33	m
Separación Máxima =	0.25	m
Separación a Usar =	0.250	m
USAR = Ast @ 0.25		

Combinación	As	Und
1 Ø 3/8"	0.71	cm2
1 Ø 1/2"	1.13	cm2
2 Ø 3/8"	1.42	cm2
1 Ø 1/2" + 1 Ø 3/8"	1.84	cm2
1 Ø 5/8"	2.00	cm2
3 Ø 3/8"	2.13	cm2
2 Ø 1/2"	2.26	cm2
1 Ø 1/2" + 2 Ø 3/8"	2.55	cm2
1 Ø 5/8" + 1 Ø 3/8"	2.71	cm2
1 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	3.13	cm2
3 Ø 1/2"	3.39	cm2
1 Ø 5/8" + 2 Ø 3/8"	3.42	cm2
2 Ø 5/8"	4.00	cm2
1 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2"	4.26	cm2

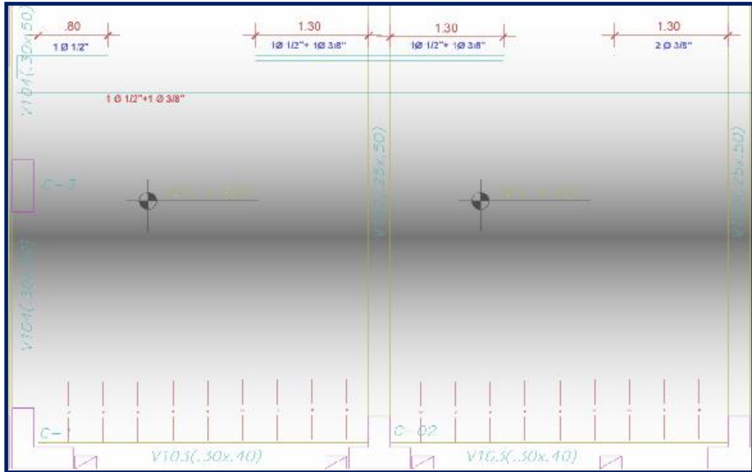


TABLA: Diseño de Viguetas por Flección-Volado(Superior)									
Estación	Ancho Efectivo	# de Viguetas	Combinación de Diseño Superior	Momento Superior	Momento Sup. / # viguetas	Area de Refuerzo Superior	Area de Refuerzo Superior / # de Viguetas	Area Minima de Refuerzo Superior	Area Minima de Refuerzo Superior / # de Viguetas
m	m	Und	Descripción	Tonf-m	Tonf-m	cm2	cm2	cm2	cm2
0	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	-1.16166	-0.290415	1.808	0.452	7.4847	1.871175
1.0325	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	-0.28964	-0.07241	0.4535	0.113375	0	0
2.065	1.77	4		-0.00409	-0.0010225	0	0	0	0
3.0975	1.77	4	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	-0.29774	-0.074435	0.4602	0.11505	0	0
4.13	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	-2.12004	-0.53001	3.308	0.827	7.4847	1.871175
5.1625	1.77	4	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	-0.25622	-0.064055	0.4636	0.1159	0	0
6.195	1.77	4		0	0	0	0	0	0
7.2275	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	-0.24407	-0.0610175	0.3914	0.09785	0	0
8.26	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	-1.848	-0.462	3.7067	0.926675	7.4847	1.871175
9.2925	1.77	4	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	-0.22835	-0.0570875	1.2197	0.304925	0	0
10.325	1.77	4		0	0	1.2938	0.32345	0	0
11.3575	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	-0.0041	-0.001025	2.384	0.596	0	0
12.39	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	-0.82826	-0.207065	3.9103	0.977575	7.4847	1.871175
13.4225	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	-0.00389	-0.0009725	2.3836	0.5959	0	0
14.455	1.77	4		0	0	1.3275	0.331875	0	0
15.4875	1.77	4	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	-0.26515	-0.0662875	1.2879	0.321975	0	0
16.52	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	-1.906	-0.4765	3.7976	0.9494	7.4847	1.871175
17.5525	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	-0.29594	-0.073985	0.4717	0.117925	0	0
18.585	1.77	4		0	0	0	0	0	0
19.6175	1.77	4	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	-0.26485	-0.0662125	0.4769	0.119225	0	0
20.65	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	-2.12262	-0.530655	3.3121	0.828025	7.4847	1.871175
21.6825	1.77	4	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	-0.29114	-0.072785	0.45	0.1125	0	0
22.715	1.77	4		0	0	0	0	0	0
23.7475	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	-0.29006	-0.072515	0.4541	0.113525	0	0
24.78	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	-1.19676	-0.29919	1.8628	0.4657	7.4847	1.871175

TABLA: Diseño de Viguetas por Flección-Volado(Inferior)									
Estación	Ancho Efectivo	# de Viguetas	Combinación de Diseño Inferior	Momento Inferior	Momento Inf. / # viguetas	Area de Refuerzo Inferior	Area de Refuerzo Inferior / # de Viguetas	Area Minima de Refuerzo Inferior	Area Minima de Refuerzo Inferior / # de Viguetas
m	m	Und	Descripción	Tonf-m	Tonf-m	cm2	cm2	cm2	cm2
0	1.77	4	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	0.4453	0.111325	0.4453	0.111325	0	0
1.0325	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.0298	0.50745	2.0298	0.50745	7.4847	1.871175
2.065	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.3282	0.58205	2.3282	0.58205	7.4847	1.871175
3.0975	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	1.1086	0.27715	1.1086	0.27715	7.4847	1.871175
4.13	1.77	4	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	0.2298	0.05745	0.2298	0.05745	0	0
5.1625	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	1.0919	0.272975	1.0919	0.272975	7.4847	1.871175
6.195	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	1.6996	0.4249	1.6996	0.4249	7.4847	1.871175
7.2275	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	0.9712	0.2428	0.9712	0.2428	7.4847	1.871175
8.26	1.77	4	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	1.3139	0.328475	1.3139	0.328475	0	0
9.2925	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	2.3008	0.5752	2.3008	0.5752	7.4847	1.871175
10.325	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	3.8804	0.9701	3.8804	0.9701	7.4847	1.871175
11.3575	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	3.2468	0.8117	3.2468	0.8117	7.4847	1.871175
12.39	1.77	4	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	2.5266	0.63165	2.5266	0.63165	0	0
13.4225	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	3.2494	0.81235	3.2494	0.81235	7.4847	1.871175
14.455	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	3.8545	0.963625	3.8545	0.963625	7.4847	1.871175
15.4875	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	2.4171	0.604275	2.4171	0.604275	7.4847	1.871175
16.52	1.77	4	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	1.3868	0.3467	1.3868	0.3467	0	0
17.5525	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	1.0219	0.255475	1.0219	0.255475	7.4847	1.871175
18.585	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	1.7007	0.425175	1.7007	0.425175	7.4847	1.871175
19.6175	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	1.1046	0.27615	1.1046	0.27615	7.4847	1.871175
20.65	1.77	4	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	0.2538	0.06345	0.2538	0.06345	0	0
21.6825	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	1.0913	0.272825	1.0913	0.272825	7.4847	1.871175
22.715	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.3039	0.575975	2.3039	0.575975	7.4847	1.871175
23.7475	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	1.9922	0.49805	1.9922	0.49805	7.4847	1.871175
24.78	1.77	4	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	0.3898	0.09745	0.3898	0.09745	0	0

TABLA: Diseño de Viguetas por Cortante-Volado					
Estación	Ancho Efectivo	# de Viguetas	Combinación	Fuerza de Corte	Fuerza de Corte / # de Viguetas
m	m	Und	Descripción	Tonf	Tonf
0	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.0564	**0.5141**
1.0325	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.0564	**0.5141**
2.065	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	1.0709	**0.267725**
3.0975	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.5629	**0.640725**
4.13	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.5629	**0.640725**
5.1625	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.2052	**0.5513**
6.195	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	0.846	**0.2115**
7.2275	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.3407	**0.585175**
8.26	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.3407	**0.585175**
9.2925	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.279	**0.56975**
10.325	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	0.8188	**0.2047**
11.3575	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.2707	**0.567675**
12.39	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.2707	**0.567675**
13.4225	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.2696	**0.5674**
14.455	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	0.8486	**0.21215**
15.4875	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.278	**0.5695**
16.52	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.34	**0.585**
17.5525	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.34	**0.585**
18.585	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	0.8708	**0.2177**
19.6175	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.2047	**0.551175**
20.65	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.5619	**0.640475**
21.6825	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.5619	**0.640475**
22.715	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	1.0696	**0.2674**
23.7475	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.0539	**0.513475**
24.78	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.0539	**0.513475**

En la losa (volado), el momento máximo negativo en la losa es de -2.12 Ton-m, que dividido entre las 4 viguetas nos da un valor de -0.53 Ton-m. El momento máximo positivo en la losa es de 3.88 Ton-m, que dividido entre las 4 viguetas nos da un valor de 0.97 Ton-m. La cortante máxima entre los Ejes 1y2 es de 2.56 Ton, que dividido entre 4 Viguetas nos da 0.64 Ton.
Con los valores de los momentos y fuerzas cortantes, se procede a realizar el diseño el que se puede verificar con los resultados del Safe; pero el Safe nos dará el requerimiento de acero para el espesor de la franja de diseño especificada, entonces de usar el diseño del Safe se debe de dividir el valor por las 4 viguetas de la losa.

DISEÑO Y VERIFICACIONES EN ALIGERADOS

VIGUETAS		
f'c =	*210.00*	*Kg/cm²*
fy =	*4200.00*	*Kg/cm²*
Ancho =	*10.00*	*cm*
Altura Total =	*25.00*	*cm*
Recubrimiento =	*2.00*	*cm*
Moment Actuante Negativo=	*-0.530*	*Tn-m*
Moment Actuante Positivo=	*0.970*	*Tn-m*
Separación Eje a Eje de Viguetas =	*40.00*	*cm*
Altura de Losa Superior =	*5.00*	*cm*
Cuantía Mínima =	*0.0034*	
Cuantía Máxima =	*0.0155*	
Cuantía de Diseño Negativa=	*0.0027*	
Refuerzo Negativo =	*0.63*	*cm2*
Cuantía de Diseño Positivo =	*0.0012*	
Refuerzo Positivo =	*1.13*	*cm2*
La cuantía mínima no se tomará en cuenta si el As es al menos 1/3 del requerido		
Refuerzo 4/3 As- =	*0.84*	*cm2*
Refuerzo 4/3 As+ =	*1.51*	*cm2*
ΦVc =	*1.65*	*Tn*
ΦVc debe ser Mayor a Vu, de lo contrario realizar ensanche alternado de Vigueta		

Refuerzo y Cuantías en Viguetas		
Ref. por Cuantía Mínima (+) =	*3.13*	*cm2*
Ref. por Cuantía Mínima (-) =	*0.78*	*cm2*
Ref. por Cuantía Máxima (+) =	*14.24*	*cm2*
Ref. por Cuantía Máxima (-) =	*8.90*	*cm2*
Acero por Temperatura en Losa Superior		
Ref. por Temperatura Ast =	*0.90*	*cm2*
Acero Ast a Usar =	*1/4*	*"*
Se necesitan =	*3.00*	*varillas/m*
Separación =	*0.33*	*m*
Separación Máxima =	*0.25*	*m*
Separación a Usar =	*0.250*	*m*
USAR = Ast @ 0.25		

Combinación	*As*	*Und*
1 Ø 3/8"	*0.71*	*cm2*
1 Ø 1/2"	*1.13*	*cm2*
2 Ø 3/8"	*1.42*	*cm2*
1 Ø 1/2" + 1 Ø 3/8"	*1.84*	*cm2*
1 Ø 5/8"	*2.00*	*cm2*
3 Ø 3/8"	*2.13*	*cm2*
2 Ø 1/2"	*2.26*	*cm2*
1 Ø 1/2" + 2 Ø 3/8"	*2.55*	*cm2*
1 Ø 5/8" + 1 Ø 3/8"	*2.71*	*cm2*
1 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	*3.13*	*cm2*
3 Ø 1/2"	*3.39*	*cm2*
1 Ø 5/8" + 2 Ø 3/8"	*3.42*	*cm2*
2 Ø 5/8"	*4.00*	*cm2*
1 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2"	*4.26*	*cm2*

TABLA: Diseño de Viguetas por Flección-Volado de Escaleras(Superior)									
Estación	Ancho Efectivo	# de Viguetas	Combinación de Diseño Superior	Momento Superior	Momento Sup. / # viguetas	Area de Refuerzo Superior	Area de Refuerzo Superior / # de Viguetas	Area Minima de Refuerzo Superior	Area Minima de Refuerzo Superior / # de Viguetas
m	m	Und	Descripción	Tonf-m	Tonf-m	cm2	cm2	cm2	cm2
0	1.77	4	U6=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINXX	-1.16443	-0.2911075	1.8281	0.457025	7.4847	1.871175
1.095	1.77	4	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	-0.19953	-0.0498825	0.3314	0.08285	0	0
2.19	1.77	4		0	0	0	0	0	0
3.285	1.77	4	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	-0.12035	-0.0300875	0.2022	0.05055	0	0
4.38	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	-1.08883	-0.2722075	1.7124	0.4281	7.4847	1.871175

TABLA: Diseño de Viguetas por Flección-Volado de Escaleras(Inferior)									
Estación	Ancho Efectivo	# de Viguetas	Combinación de Diseño Inferior	Momento Inferior	Momento Inf. / # viguetas	Area de Refuerzo Inferior	Area de Refuerzo Inferior / # de Viguetas	Area Minima de Refuerzo Inferior	Area Minima de Refuerzo Inferior / # de Viguetas
m	m	Und	Descripción	Tonf-m	Tonf-m	cm2	cm2	cm2	cm2
0	1.77	4	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	0.08288	0.02072	0.4453	0.111325	0	0
1.095	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	1.61618	0.404045	2.0298	0.50745	7.4847	1.871175
2.19	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	1.87736	0.46934	2.3282	0.58205	7.4847	1.871175
3.285	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	1.58864	0.39716	1.1086	0.27715	7.4847	1.871175
4.38	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	0.0074	0.00185	0.2298	0.05745	0	0

TABLA: Diseño de Viguetas por Cortante-Volado de Escaleras					
Estación	Ancho Efectivo	# de Viguetas	Combinación	Fuerza de Corte	Fuerza de Corte / # de Viguetas
m	m	Und	Descripción	Tonf	Tonf
0	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.3521	0.588025
1.095	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.3521	0.588025
2.19	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	0.8285	0.207125
3.285	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.3331	0.583275
4.38	1.77	4	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	2.3331	0.583275

En la losa (Modulo de escaleras-volado), el momento máximo negativo en la losa es de -1.164Ton-m, que dividido entre las 4 viguetas nos da un valor de -0.299 Ton-m. El momento máximo positivo en la losa es de 1.877 Ton-m, que dividido entre las 4 viguetas nos da un valor de 0.469 Ton-m. La cortante máxima entre los Ejes 1y2 es de 1.877 Ton, que dividido entre 4 Viguetas nos da 0.569 Ton.

Con los valores de los momentos y fuerzas cortantes, se procede a realizar el diseño el que se puede verificar con los resultados del Safe; pero el Safe nos dará el requerimiento de acero para el espesor de la franja de diseño especificada, entonces de usar el diseño del Safe se debe de dividir el valor por las 11 viguetas de la losa.

DISEÑO Y VERIFICACIONES EN ALIGERADOS

VIGUETAS		
f'c =	210.00	Kg/cm 2
fy =	4200.00	Kg/cm 2
Ancho =	10.00	cm
Altura Total =	25.00	cm
Recubrimiento =	2.00	cm
Moment Actuante Negativo=	-0.291	Tn-m
Moment Actuante Positivo=	0.469	Tn-m
Separación Eje a Eje de Viguetas =	40.00	cm
Altura de Losa Superior =	5.00	cm
Cuantía Mínima =	0.0034	
Cuantía Máxima =	0.0155	
Cuantía de Diseño Negativa=	0.0015	
Refuerzo Negativo =	0.34	cm2
Cuantía de Diseño Positivo =	0.0006	
Refuerzo Positivo =	0.54	cm2
La cuantía mínima no se tomará en cuenta si el As es al menos 1/3 del requerido		
Refuerzo 4/3 As- =	0.45	cm2
Refuerzo 4/3 As+ =	0.72	cm2
ΦVc =	1.65	Tn
ΦVc debe ser Mayor a Vu, de lo contrario realizar ensanche alternado de Vigueta		

Refuerzo y Cuantías en Viguetas		
Ref. por Cuantía Mínima (+) =	3.13	cm2
Ref. por Cuantía Mínima (-) =	0.78	cm2
Ref. por Cuantía Máxima (+) =	14.24	cm2
Ref. por Cuantía Máxima (-) =	8.90	cm2

Acero por Temperatura en Losa Superior		
Ref. por Temperatura Ast =	0.90	cm2
Acero Ast a Usar =	1/4	"
Se necesitan =	3.00	varillas/m
Separación =	0.33	m
Separación Máxima =	0.25	m
Separación a Usar =	0.250	m
USAR = Ast @ 0.25		

Combinación	As	Und
1 Ø 3/8"	0.71	cm2
1 Ø 1/2"	1.13	cm2
2 Ø 3/8"	1.42	cm2
1 Ø 1/2" + 1 Ø 3/8"	1.84	cm2
1 Ø 5/8"	2.00	cm2
3 Ø 3/8"	2.13	cm2
2 Ø 1/2"	2.26	cm2
1 Ø 1/2" + 2 Ø 3/8"	2.55	cm2
1 Ø 5/8" + 1 Ø 3/8"	2.71	cm2
1 Ø 5/8" + 1 Ø 1/2"	3.13	cm2
3 Ø 1/2"	3.39	cm2
1 Ø 5/8" + 2 Ø 3/8"	3.42	cm2
2 Ø 5/8"	4.00	cm2
1 Ø 5/8" + 2 Ø 1/2"	4.26	cm2

3.0.0 Calculo y Diseño de Zapatas y Vigas de Cimentación: para el cálculo de ha tomado el criterio que a continuación se detalla

3.1.0 Cálculo y Diseño de Zapatas: La capacidad portante del terreno y el módulo de subrasante del suelo (coeficiente de balasto), están en función de las características de la forma de la cimentación y de la profundidad. En este Proyecto se tratará el cálculo de la cimentación con el uso del Safe, entonces la única comprobación a realizar y que proporciona el programa será la verificación de la capacidad portante del terreno en la cimentación.

3.1.1 Estudio de Mecánica de suelos: la información que se muestra a continuación es proporcionada por el estudio de mecánica de suelos de la empresa **GECONSAC, Geotecnia & Construcción - Servicios Generales S.A.C** que se detalla a continuación**.**

- Angulo de Fricción Interna(ϕ): 11^0
- Clasificación **SUCS/AASHTO**: CL(Arcilla Medianamente Plastica)
- Nivel Freático, en dicho informe no se presenta
- Limite Liquido(LL): **36.68%**
- Limite Plástico(L.P):**23.03%**
- Contenido Natural de Humedad(W**):32.45%**
- Índice de Plasticidad(I.P):**13.65%**
- Densidad Unitaria(γ):1.48Kg/cm^2
- Coeficiente de Balasto(Ks): **1.11Kg/cm^3**
- Velocidad de Onda de Corte(Vs):**172 m/seg.**
- Cohesión(C):**0.21Kg/cm^2**
- Módulo de Elasticidad(E):**125Kg/cm^2**
- Módulo de Poisson(μ):**0.45**
- Módulo de Corte(G):**45Kg/cm^2**
- Contenido de sales:**0.07%(700ppm)**

- Profundidad de Desplante para cimentación Cuadra(Df):**1.80m**
- Ancho para cimentación Corrida(B)**:0.80m**
- Profundidad de Desplante pare Cimientos Corridos(Df)**:0.80m**
- Asentamiento Total(Se):**0.620cm**
- Capacidad admisible para cimientos Corridos(σ_{adm})**:0.57Kg/cm^2**
- Factor de Seguridad(F.S): **3.0**
- Capacidad Admisible para cimentaciones Propuestas
- Coeficiente de Capacidad de carga(Nq):**2.71**
- Coeficiente de Capacidad de carga(Nc):**8.80**
- Coeficiente de Capacidad de carga (Nγ):**1.44**

3.1.2 Calculo de la Capacidad Portante y módulo de Winkler para las Dimensiones de Zapatas Propuestas:

OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE
Según Terzaghi y Peck

Factor de Seguridad Fs =	3.00		Introducir Dato
Peso Volumétrico γ =	14.51	KN/m3	Dato Automático
Profundidad de Cimentación Df =	1.80	m	Introducir Dato
Ángulo de Fricción Interna Ø =	11.00	°	Introducir Dato
Cohesión c =	19.81	kPa	Dato Automático
Ancho de la Cimentación B =	1.50	m	Introducir Dato
Largo de la Cimentación L =	1.50	m	Introducir Dato
Coef. de Capacidad de Carga Nc =	8.80		Dato Automático
Coef. de Capacidad de Carga Nq =	2.71		Dato Automático
Coef. de Capacidad de Carga Nγ =	1.44		Dato Automático
ξc =	1.31		Dato Automático
ξq =	1.19		Dato Automático
ξγ =	0.60		Dato Automático

1.- Cálculo de Capacidad Portante en Zapatas Rectangulares

$$q_{adm} = \frac{1}{Fs}\left(cN_c\xi_c + \gamma D_f N_q \xi_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \xi_\gamma\right)$$

q Admisible =	107.32	kPa	Dato Automático
q Admisible =	1.09	Kg/cm2	Dato Automático

2.- Capacidad Neta Permisible del Suelo para Cargas en Servicio

Peso promedio Suelo-Cimentación =	1.94	Tn/m3	Introducir Dato
Sobrecarga =	0.30	Tn/m2	Introducir Dato
Peralte de la Cimentación =	0.60	m	Introducir Dato
q neta =	0.83	Kg/cm2	Dato Automático

3.- Capacidad Neta Permisible del Suelo para Cargas en Servicio Cuando se Incluyen cargas de viento o Sismo

q neta =	1.11	Kg/cm2	Dato Automático

OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE SUBRASANTE
Según Modelo Desacoplado de Winkler - FEMA 356/440 o ASCE/SEI 41-06

$$k_{sv} = \frac{1.3\,G}{B(1-v)}$$

Módulo de Corte (G) =	4296.87	Kg/cm2 (*)	Introducir Dato
Módulo de Poisson =	0.45		Introducir Dato
Rigidez Traslacional Ksv =	67.71	Kg/cm3	Dato Automático
Rigidez Traslacional Ksv =	67708.18	Tn/m3	Dato Automático

* Calcular según FEMA 356/440 o ASCE/SEI 41-06 (capítulo 4)

OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE
Según Terzaghi y Peck

Factor de Seguridad Fs =	3.00		Introducir Dato
Peso Volumétrico γ =	14.51	KN/m3	Dato Automático
Profundidad de Cimentación Df =	1.80	m	Introducir Dato
Ángulo de Fricción Interna Ø =	11.00	°	Introducir Dato
Cohesión c =	19.81	kPa	Dato Automático
Ancho de la Cimentación B =	1.80	m	Introducir Dato
Largo de la Cimentación L =	1.80	m	Introducir Dato
Coef. de Capacidad de Carga Nc =	8.80		Dato Automático
Coef. de Capacidad de Carga Nq =	2.71		Dato Automático
Coef. de Capacidad de Carga Nγ =	1.44		Dato Automático
ξc =	1.31		Dato Automático
ξq =	1.19		Dato Automático
ξγ =	0.60		Dato Automático

1.- Cálculo de Capacidad Portante en Zapatas Rectangulares

$$q_{adm} = \frac{1}{Fs}\left(cN_c\xi_c + \gamma D_f N_q \xi_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \xi_\gamma\right)$$

q Admisible =	107.95	kPa	Dato Automático
q Admisible =	1.10	Kg/cm2	Dato Automático

2.- Capacidad Neta Permisible del Suelo para Cargas en Servicio

Peso promedio Suelo-Cimentación =	1.94	Tn/m3	Introducir Dato
Sobrecarga =	0.30	Tn/m2	Introducir Dato
Peralte de la Cimentación =	0.60	m	Introducir Dato
q neta =	0.84	Kg/cm2	Dato Automático

3.- Capacidad Neta Permisible del Suelo para Cargas en Servicio Cuando se Incluyen cargas de viento o Sismo

q neta =	1.12	Kg/cm2	Dato Automático

OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE SUBRASANTE
Según Modelo Desacoplado de Winkler - FEMA 356/440 o ASCE/SEI 41-06

$$k_{sv} = \frac{1.3\,G}{B(1-v)}$$

Módulo de Corte (G) =	4296.87	Kg/cm2 (*)	Introducir Dato
Módulo de Poisson =	0.45		Introducir Dato
Rigidez Traslacional Ksv =	56.42	Kg/cm3	Dato Automático
Rigidez Traslacional Ksv =	56423.49	Tn/m3	Dato Automático

* Calcular según FEMA 356/440 o ASCE/SEI 41-06 (capítulo 4)

OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Según Terzaghi y Peck

Factor de Seguridad Fs =	3.00		Introducir Dato
Peso Volumétrico γ =	14.51	KN/m3	Dato Automático
Profundidad de Cimentación Df =	1.80	m	Introducir Dato
Ángulo de Fricción Interna Ø =	11.00	°	Introducir Dato
Cohesión c =	19.81	kPa	Dato Automático
Ancho de la Cimentación B =	2.50	m	Introducir Dato
Largo de la Cimentación L =	2.50	m	Introducir Dato
Coef. de Capacidad de Carga Nc =	8.80		Dato Automático
Coef. de Capacidad de Carga Nq =	2.71		Dato Automático
Coef. de Capacidad de Carga Nγ =	1.44		Dato Automático
ξc =	1.31		Dato Automático
ξq =	1.19		Dato Automático
ξγ =	0.60		Dato Automático

1.- Cálculo de Capacidad Portante en Zapatas Rectangulares

$$q_{adm} = \frac{1}{Fs}\left(cN_c\xi_c + \gamma D_f N_q \xi_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \xi_\gamma\right)$$

q Admisible =	109.41	kPa	Dato Automático
q Admisible =	1.12	Kg/cm2	Dato Automático

2.- Capacidad Neta Permisible del Suelo para Cargas en Servicio

Peso promedio Suelo-Cimentación =	1.94	Tn/m3	Introducir Dato
Sobrecarga =	0.30	Tn/m2	Introducir Dato
Peralte de la Cimentación =	0.60	m	Introducir Dato
q neta =	0.85	Kg/cm2	Dato Automático

3.- Capacidad Neta Permisible del Suelo para Cargas en Servicio Cuando se Incluyen cargas de viento o Sismo

q neta =	1.14	Kg/cm2	Dato Automático

OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE SUBRASANTE

Según Modelo Desacoplado de Winkler - FEMA 356/440 o ASCE/SEI 41-06

$$k_{sv} = \frac{1.3\,G}{B(1-\nu)}$$

Módulo de Corte (G) =	4296.87	Kg/cm2 (*)	Introducir Dato
Módulo de Poisson =	0.45		Introducir Dato
Rigidez Traslacional Ksv =	40.62	Kg/cm3	Dato Automático
Rigidez Traslacional Ksv =	40624.91	Tn/m3	Dato Automático

* Calcular según FEMA 356/440 o ASCE/SEI 41-06 (capítulo 4)

OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Según Terzaghi y Peck

Factor de Seguridad Fs =	3.00		Introducir Dato
Peso Volumétrico γ =	14.51	KN/m3	Dato Automático
Profundidad de Cimentación Df =	1.80	m	Introducir Dato
Ángulo de Fricción Interna Ø =	11.00	°	Introducir Dato
Cohesión c =	19.81	kPa	Dato Automático
Ancho de la Cimentación B =	2.00	m	Introducir Dato
Largo de la Cimentación L =	2.00	m	Introducir Dato
Coef. de Capacidad de Carga Nc =	8.80		Dato Automático
Coef. de Capacidad de Carga Nq =	2.71		Dato Automático
Coef. de Capacidad de Carga Nγ =	1.44		Dato Automático
ξc =	1.31		Dato Automático
ξq =	1.19		Dato Automático
ξγ =	0.60		Dato Automático

1.- Cálculo de Capacidad Portante en Zapatas Rectangulares

$$q_{adm} = \frac{1}{Fs}\left(cN_c\xi_c + \gamma D_f N_q \xi_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \xi_\gamma\right)$$

q Admisible =	108.37	kPa	Dato Automático
q Admisible =	1.11	Kg/cm2	Dato Automático

2.- Capacidad Neta Permisible del Suelo para Cargas en Servicio

Peso promedio Suelo-Cimentación =	1.94	Tn/m3	Introducir Dato
Sobrecarga =	0.30	Tn/m2	Introducir Dato
Peralte de la Cimentación =	0.60	m	Introducir Dato
q neta =	0.84	Kg/cm2	Dato Automático

3.- Capacidad Neta Permisible del Suelo para Cargas en Servicio Cuando se Incluyen cargas de viento o Sismo

q neta =	1.12	Kg/cm2	Dato Automático

OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE SUBRASANTE

Según Modelo Desacoplado de Winkler - FEMA 356/440 o ASCE/SEI 41-06

$$k_{sv} = \frac{1.3\,G}{B(1-\nu)}$$

Módulo de Corte (G) =	4296.87	Kg/cm2 (*)	Introducir Dato
Módulo de Poisson =	0.45		Introducir Dato
Rigidez Traslacional Ksv =	50.78	Kg/cm3	Dato Automático
Rigidez Traslacional Ksv =	50781.14	Tn/m3	Dato Automático

* Calcular según FEMA 356/440 o ASCE/SEI 41-06 (capítulo 4)

OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE
Según Terzaghi y Peck

Factor de Seguridad Fs =	3.00		Introducir Dato
Peso Volumétrico γ =	14.51	KN/m3	Dato Automático
Profundidad de Cimentación Df =	1.80	m	Introducir Dato
Ángulo de Fricción Interna Ø =	11.00	°	Introducir Dato
Cohesión c =	19.81	kPa	Dato Automático
Ancho de la Cimentación B =	2.40	m	Introducir Dato
Largo de la Cimentación L =	2.40	m	Introducir Dato
Coef. de Capacidad de Carga Nc =	8.80		Dato Automático
Coef. de Capacidad de Carga Nq =	2.71		Dato Automático
Coef. de Capacidad de Carga Nγ =	1.44		Dato Automático
ξc =	1.31		Dato Automático
ξq =	1.19		Dato Automático
ξγ =	0.60		Dato Automático

1.- Cálculo de Capacidad Portante en Zapatas Rectangulares

$$q_{adm} = \frac{1}{Fs}\left(cN_c\xi_c + \gamma D_f N_q \xi_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \xi_\gamma\right)$$

q Admisible =	109.20	kPa	Dato Automático
q Admisible =	1.11	Kg/cm2	Dato Automático

2.- Capacidad Neta Permisible del Suelo para Cargas en Servicio

Peso promedio Suelo-Cimentación =	1.94	Tn/m3	Introducir Dato
Sobrecarga =	0.30	Tn/m2	Introducir Dato
Peralte de la Cimentación =	0.60	m	Introducir Dato
q neta =	0.85	Kg/cm2	Dato Automático

3.- Capacidad Neta Permisible del Suelo para Cargas en Servicio Cuando se Incluyen cargas de viento o Sismo

q neta =	1.13	Kg/cm2	Dato Automático

OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE SUBRASANTE
Según Modelo Desacoplado de Winkler - FEMA 356/440 o ASCE/SEI 41-06

$$k_{sv} = \frac{1.3\,G}{B(1-\nu)}$$

Módulo de Corte (G) =	4296.87	Kg/cm2 (*)	Introducir Dato
Módulo de Poisson =	0.45		Introducir Dato
Rigidez Traslacional Ksv =	42.32	Kg/cm3	Dato Automático
Rigidez Traslacional Ksv =	42317.61	Tn/m3	Dato Automático

* Calcular según FEMA 356/440 o ASCE/SEI 41-06 (capítulo 4)

OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE
Según Terzaghi y Peck

Factor de Seguridad Fs =	3.00		Introducir Dato
Peso Volumétrico γ =	14.51	KN/m3	Dato Automático
Profundidad de Cimentación Df =	1.80	m	Introducir Dato
Ángulo de Fricción Interna Ø =	11.00	°	Introducir Dato
Cohesión c =	19.81	kPa	Dato Automático
Ancho de la Cimentación B =	2.00	m	Introducir Dato
Largo de la Cimentación L =	3.30	m	Introducir Dato
Coef. de Capacidad de Carga Nc =	8.80		Dato Automático
Coef. de Capacidad de Carga Nq =	2.71		Dato Automático
Coef. de Capacidad de Carga Nγ =	1.44		Dato Automático
ξc =	1.19		Dato Automático
ξq =	1.12		Dato Automático
ξγ =	0.76		Dato Automático

1.- Cálculo de Capacidad Portante en Zapatas Rectangulares

$$q_{adm} = \frac{1}{Fs}\left(cN_c\xi_c + \gamma D_f N_q \xi_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \xi_\gamma\right)$$

q Admisible =	100.61	kPa	Dato Automático
q Admisible =	1.03	Kg/cm2	Dato Automático

2.- Capacidad Neta Permisible del Suelo para Cargas en Servicio

Peso promedio Suelo-Cimentación =	1.94	Tn/m3	Introducir Dato
Sobrecarga =	0.30	Tn/m2	Introducir Dato
Peralte de la Cimentación =	0.60	m	Introducir Dato
q neta =	0.76	Kg/cm2	Dato Automático

3.- Capacidad Neta Permisible del Suelo para Cargas en Servicio Cuando se Incluyen cargas de viento o Sismo

q neta =	1.02	Kg/cm2	Dato Automático

OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE SUBRASANTE
Según Modelo Desacoplado de Winkler - FEMA 356/440 o ASCE/SEI 41-06

$$k_{sv} = \frac{1.3\,G}{B(1-\nu)}$$

Módulo de Corte (G) =	4296.87	Kg/cm2 (*)	Introducir Dato
Módulo de Poisson =	0.45		Introducir Dato
Rigidez Traslacional Ksv =	50.78	Kg/cm3	Dato Automático
Rigidez Traslacional Ksv =	50781.14	Tn/m3	Dato Automático

* Calcular según FEMA 356/440 o ASCE/SEI 41-06 (capítulo 4)

OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Según Terzaghi y Peck

Factor de Seguridad Fs =	3.00		Introducir Dato
Peso Volumétrico γ =	14.51	KN/m3	Dato Automático
Profundidad de Cimentación Df =	1.80	m	Introducir Dato
Ángulo de Fricción Interna Ø =	11.00	°	Introducir Dato
Cohesión c =	19.81	kPa	Dato Automático
Ancho de la Cimentación B =	1.50	m	Introducir Dato
Largo de la Cimentación L =	1.60	m	Introducir Dato
Coef. de Capacidad de Carga Nc =	8.80		Dato Automático
Coef. de Capacidad de Carga Nq =	2.71		Dato Automático
Coef. de Capacidad de Carga Nγ =	1.44		Dato Automático
ξc =	1.29		Dato Automático
ξq =	1.18		Dato Automático
ξγ =	0.63		Dato Automático

1.- Cálculo de Capacidad Portante en Zapatas Rectangulares

$$q_{adm} = \frac{1}{Fs}\left(cN_c\xi_c + \gamma D_f N_q \xi_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \xi_\gamma\right)$$

q Admisible =	106.05	kPa	Dato Automático
q Admisible =	1.08	Kg/cm2	Dato Automático

2.- Capacidad Neta Permisible del Suelo para Cargas en Servicio

Peso promedio Suelo-Cimentación =	1.94	Tn/m3	Introducir Dato
Sobrecarga =	0.30	Tn/m2	Introducir Dato
Peralte de la Cimentación =	0.60	m	Introducir Dato
q neta =	0.82	Kg/cm2	Dato Automático

3.- Capacidad Neta Permisible del Suelo para Cargas en Servicio Cuando se Incluyen cargas de viento o Sismo

q neta =	1.09	Kg/cm2	Dato Automático

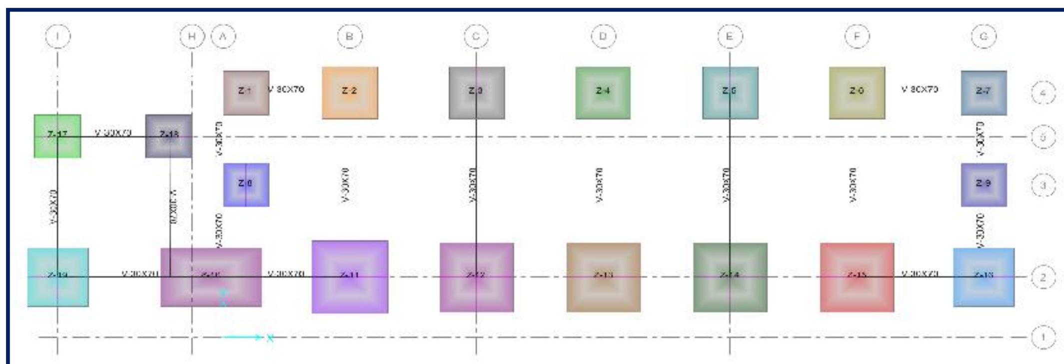
OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE SUBRASANTE

Según Modelo Desacoplado de Winkler - FEMA 356/440 o ASCE/SEI 41-06

$$k_{sv} = \frac{1.3\,G}{B(1-\nu)}$$

Módulo de Corte (G) =	4296.87	Kg/cm2 (*)	Introducir Dato
Módulo de Poisson =	0.45		Introducir Dato
Rigidez Traslacional Ksv =	67.71	Kg/cm3	Dato Automático
Rigidez Traslacional Ksv =	67708.18	Tn/m3	Dato Automático

* Calcular según FEMA 356/440 o ASCE/SEI 41-06 (capitulo 4)



Esquema de Batería de Cimentaciones Propuestas

3.1.3 Calculo de la Capacidad Portante y módulo de Winkler para las Dimensiones de Vigas de Cimentación Propuestas:

- Eje A-A V-30x70 (Bloque de Aulas)
- Eje B-B V-30x70 (Bloque de Aulas)
- Eje C-C V-30x70 (Bloque de Aulas)
- Eje D-D V-30x70 (Bloque de Aulas)
- Eje E-E V-30x70 (Bloque de Aulas)
- Eje F-F V-30x70 (Bloque de Aulas)
- Eje G-G V-30x70 (Bloque de Aulas)
- Eje 4-4,entre A-B V-30x70 (Bloque de Aulas)
- Eje 4-4,entre F-G V-30x70 (Bloque de Aulas)
- Eje 2-2,entre A-B V-30x70 (Bloque de Aulas)
- Eje 2-2,entre F-G V-30x70 (Bloque de Aulas)
- Eje 5-5 V-30x70 (Bloque de Escaleras)
- Eje 2-2 V-30x70 (Bloque de Escaleras)
- Eje H-H V-30x70 (Bloque de Escaleras)
- Eje I-I V-30x70 (Bloque de Escaleras)

OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE SUBRASANTE EN VIGAS DE CIMENTACIÓN

Ancho de la Viga =	*30.00*	*cm*	
Rigidez Traslacional Ksv =	*63.48*	*Kg/cm3*	
Rigidez Traslacional en la Viga Ksv =	*1904.29*	*Kg/cm2*	
Rigidez Traslacional Ksv =	*19042.93*	*Tn/m2*	

3.1.4 Verificación de la Capacidad Portante del Terreno: Para verificar la capacidad portante del terreno se considerarán cargas de servicio y combinaciones de carga por servicio, que se indican a continuación:

3.1.5 Combinaciones bajo carga de Servicio:

U=dead+cm+live+liveup
U=dead+cm+live+liveup+-carga de sismo o viento

Cuando se usan cargas de sismo o viento, la presión admisible del suelo se puede incrementar en un 33%, por lo tanto en este caso no será necesario verificar las presión del suelo por efecto del sismo; pero si debe de hacerse la verificación por estabilidad de la estructura.

3.1.6 Combinaciones de Diseño Bajo Cargas Mayoradas:

U1= 1.4 (DEAD+CM)

U2= 1.2 (DEAD+CM)+1.6 LIVE+0.5 LIVEUP

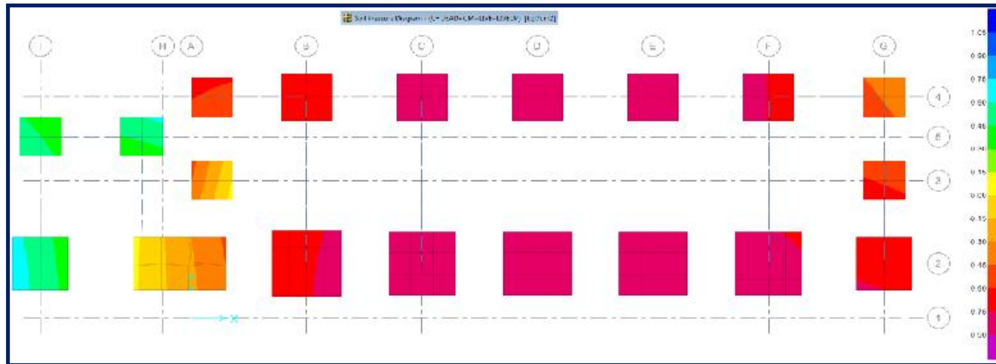
U3= 1.2 (DEAD+CM)+1.6 LIVEUP+1.0 LIVE

U4= 1.2 (DEAD+CM)+1.0 EQDINXX+1.0 LIVE

U5= 1.2 (DEAD+CM)+1.0 EQDINYY+1.0 LIVE

U6= 0.9 (DEAD+CM)+1.0 EQDINXX

U7= 0.9 (DEAD+CM)+1.0 EQDINYY



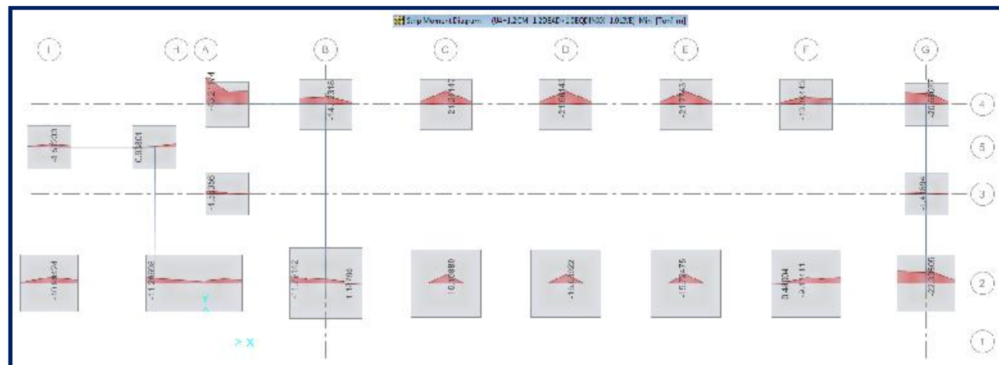
Como se observa en la imagen existe un rango máximo y mínimo representadas en las líneas o colores de contorno, pero en el programa los signos están invertidos; a continuación se muestra los valores de capacidad admisible neta vs presión del suelo para cada cimentación:

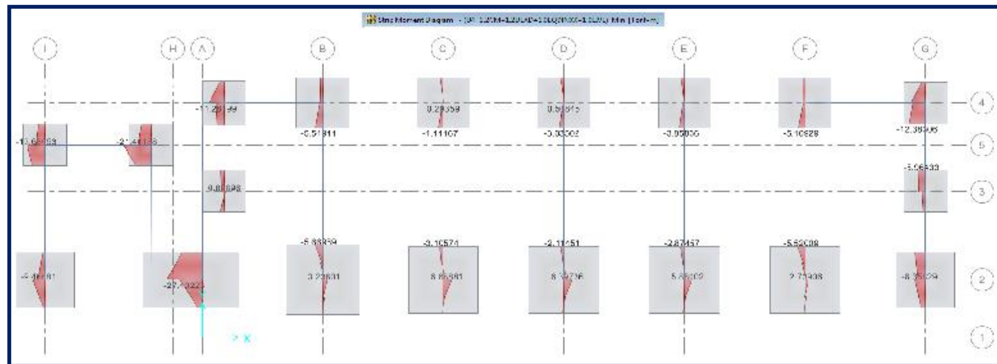
Zapatas	B(m)	L(m)	Df(m)	Hz(m)	qadm(kg/cm2)	qneta(kg/cm2)	qnetax sismo(k2)g/cm2
Z-2	1.8	1.8	1.8	0.6	1.1	0.82	1.09
Z-3	1.8	1.8	1.8	0.6	1.1	0.82	1.09
Z-4	1.8	1.8	1.8	0.6	1.1	0.82	1.09
Z-5	1.8	1.8	1.8	0.6	1.1	0.82	1.09
Z-6	1.8	1.8	1.8	0.6	1.1	0.82	1.09
Z-7	1.5	1.5	1.8	0.6	1.09	0.81	1.08
Z-8	1.5	1.5	1.8	0.6	1.09	0.81	1.08
Z-9	1.5	1.5	1.8	0.6	1.09	0.81	1.08
Z-17	1.5	1.5	1.8	0.6	1.09	0.81	1.08
Z-18	1.5	1.5	1.8	0.6	1.09	0.81	1.08
Z-11	2.5	2.5	1.8	0.6	1.12	0.83	1.11
Z-12	2.5	2.5	1.8	0.6	1.12	0.83	1.11
Z-13	2.5	2.5	1.8	0.6	1.12	0.83	1.11
Z-14	2.5	2.5	1.8	0.6	1.12	0.83	1.11
Z-15	2.5	2.5	1.8	0.6	1.12	0.83	1.11
Z-16	2.0	2.0	1.8	0.6	1.11	0.85	1.13
Z-19	2.0	2.0	1.8	0.6	1.11	0.85	1.13
Z-1	1.6	1.5	1.8	0.6	1.08	0.82	1.09
Z-10	2.0	3.3	1.8	0.6	1.03	0.76	1.02
C.Corrido	0.8	1.0	1.00	0.8	0.57	0.5	0.67

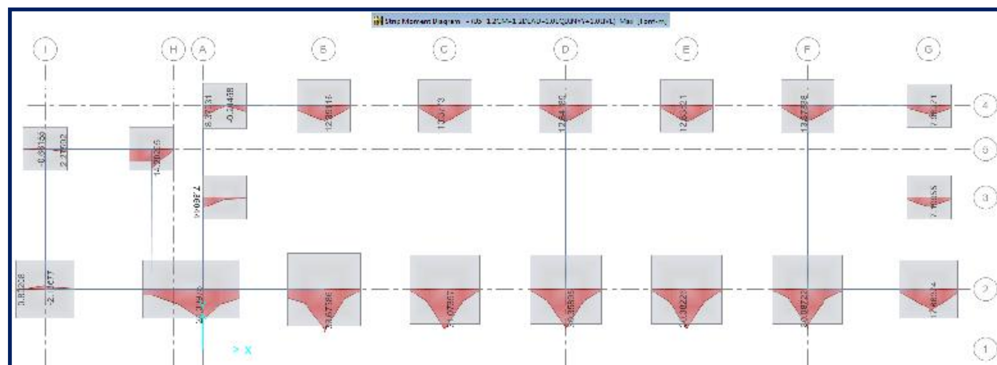
Cuadro Resumen de Capacidad Admisible Neta para Cimentaciones Propuestas

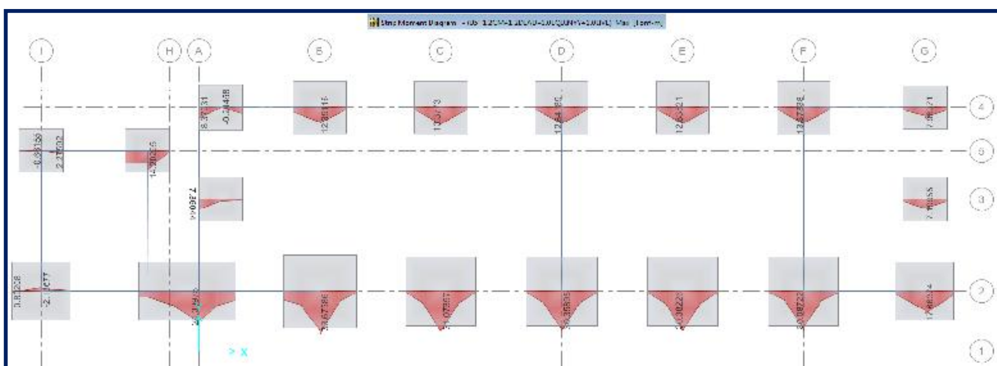
3.1.6 Diseño de las Zapatas: Para siguiente caso se obtiene del análisis que el programa nos arroja, siendo el siguiente.

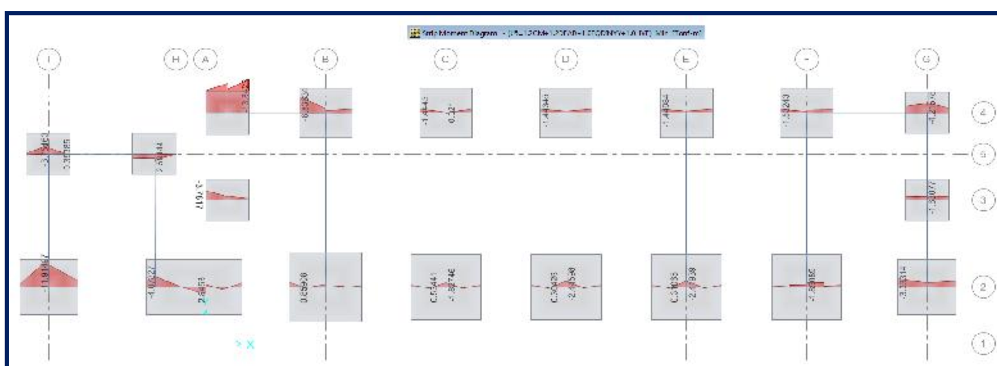
3.1.7 Resultado de Momentos para las Combinaciones de Carga:

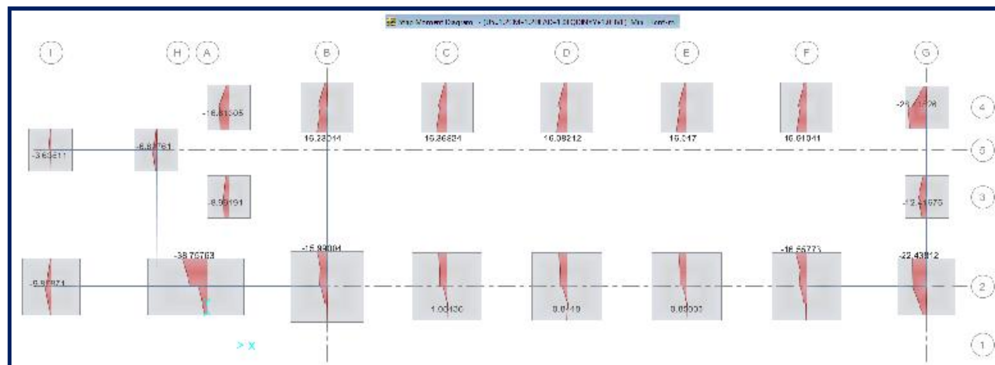


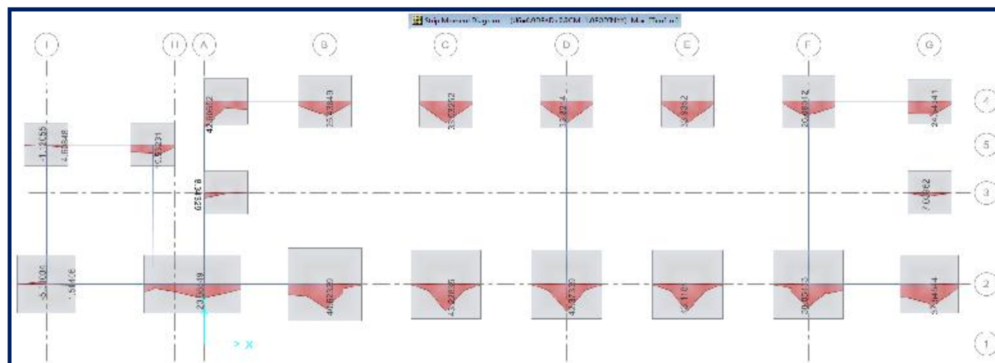


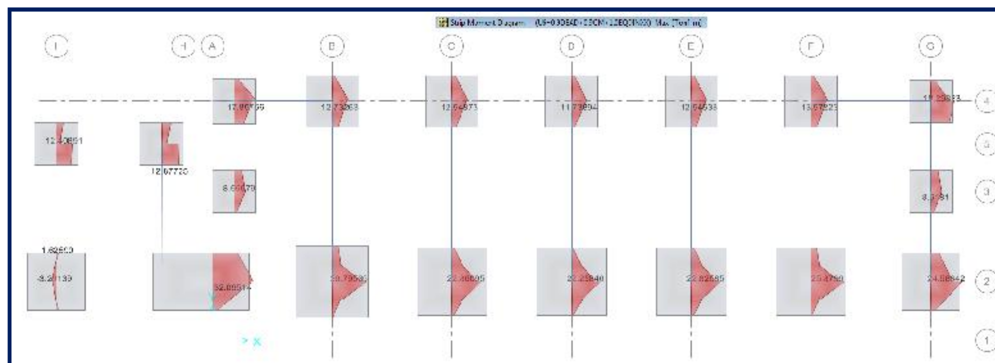


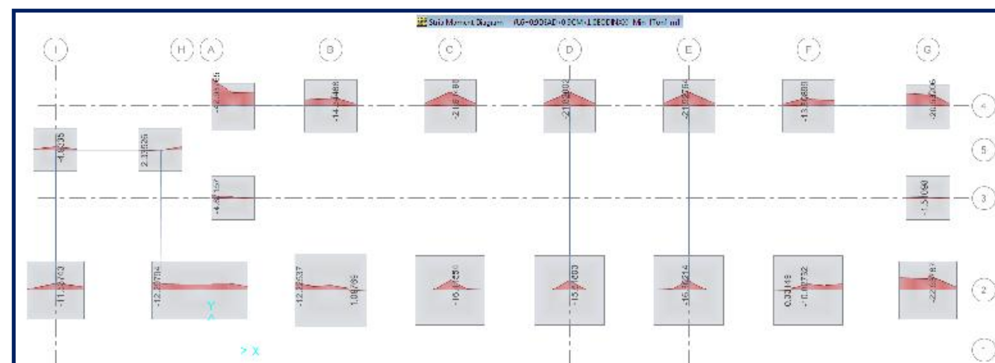


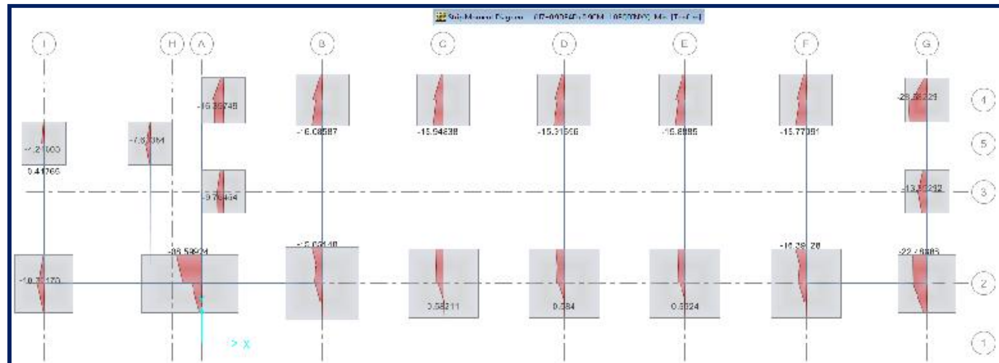












- Momentos máximos en la zapata (Z-12) bajo las combinaciones de Carga Critica:

  - (+)Mu_x=44.44 Ton-M
  - (+)Mu_y=37.58 Ton-M
  - (-)Mu_x=-16.41 Ton-M
  - (-)Mu_y= -3.11 Ton-M

ZAPATAS		
f'c =	210.00	Kg/cm^2
fy =	4200.00	Kg/cm^2
Ancho =	240.00	cm
Altura Total =	60.00	cm
Recubrimiento =	7.50	cm
Moment Actuante =	44.44	Tn-m
Cuantía Mínima =	0.0018	
Refuerzo por Cuantía Mínima =	25.92	cm2
Cuantía Máxima =	0.0155	
Refuerzo por Cuantía Máxima =	222.93	cm2
Cuantía de Diseño =	0.0018	
Refuerzo por Cuantía de Diseño =	26.15	cm2
Espaciamiento		
# de varillas =	13	
Ancho efectivo para varillas =	225.000	cm
Espaciamiento s =	18.750	cm
Espaciamiento a usar s =	18.500	cm
# de varillas =	13.16	
no no debe ser 3 veces el espesor ni 45 cm	Espaciamiento Máxir	
Espaciamiento Máximo =	45.000	cm
Cortante		
Cortante ϕVc =	74.3413	Tn

Usar:ϕ5/8”@0.185m

ZAPATAS		
f'c =	210.00	Kg/cm^2
fy =	4200.00	Kg/cm^2
Ancho =	240.00	cm
Altura Total =	60.00	cm
Recubrimiento =	7.50	cm
Moment Actuante =	37.58	Tn-m
Cuantía Mínima =	0.0018	
Refuerzo por Cuantía Mínima =	25.92	cm2
Cuantía Máxima =	0.0155	
Refuerzo por Cuantía Máxima =	222.93	cm2
Cuantía de Diseño =	0.0015	
Refuerzo por Cuantía de Diseño =	22.04	cm2
Espaciamiento		
# de varillas =	11	
Ancho efectivo para varillas =	225.000	cm
Espaciamiento s =	22.500	cm
Espaciamiento a usar s =	22.500	cm
# de varillas =	11.00	
no no debe ser 3 veces el espesor ni 45 cm	Espaciamiento Máxir	
Espaciamiento Máximo =	45.000	cm
Cortante		
Cortante ϕVc =	74.3413	Tn

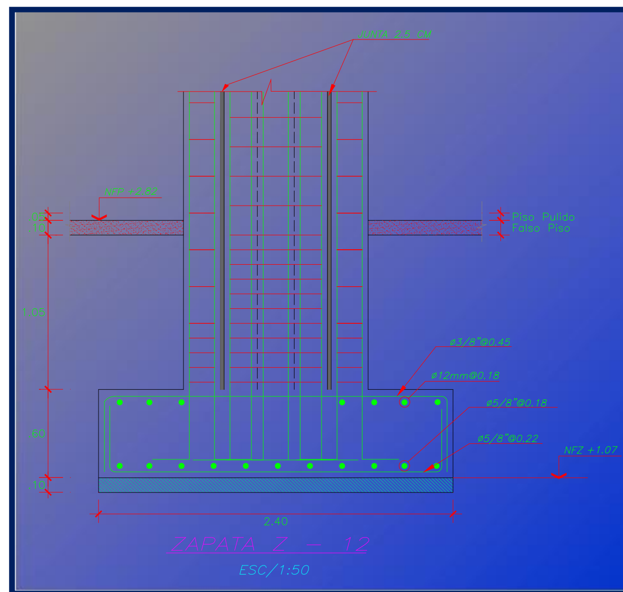
Usar:ϕ5/8”@0.225m

ZAPATAS		
f'c =	210.00	Kg/cm^2
fy =	4200.00	Kg/cm^2
Ancho =	240.00	cm
Altura Total =	60.00	cm
Recubrimiento =	7.50	cm
Moment Actuante =	-16.41	Tn-m
Cuantía Mínima =	0.0018	
Refuerzo por Cuantía Mínima =	25.92	cm2
Cuantía Máxima =	0.0155	
Refuerzo por Cuantía Máxima =	222.93	cm2
Cuantía de Diseño =	0.0007	
Refuerzo por Cuantía de Diseño =	9.52	cm2
Espaciamiento		
# de varillas =	9	
Ancho efectivo para varillas =	225.000	cm
Espaciamiento s =	28.125	cm
Espaciamiento a usar s =	18.000	cm
# de varillas =	13.50	
no no debe ser 3 veces el espesor ni 45 cm	Espaciamiento Máxi	
Espaciamiento Máximo =	45.000	cm
Cortante		
Cortante ϕVc =	74.3413	Tn

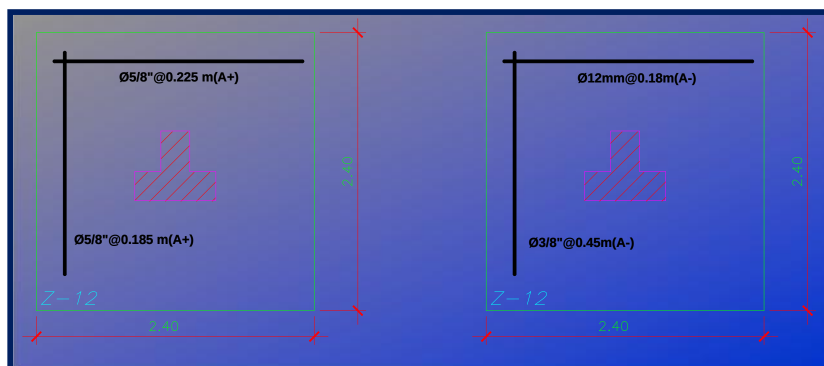
Usar:ϕ12mm@0.18m

ZAPATAS		
f'c =	210.00	Kg/cm^2
fy =	4200.00	Kg/cm^2
Ancho =	240.00	cm
Altura Total =	60.00	cm
Recubrimiento =	7.50	cm
Moment Actuante =	-3.11	Tn-m
Cuantía Mínima =	0.0018	
Refuerzo por Cuantía Mínima =	25.92	cm2
Cuantía Máxima =	0.0155	
Refuerzo por Cuantía Máxima =	222.93	cm2
Cuantía de Diseño =	0.0001	
Refuerzo por Cuantía de Diseño =	1.79	cm2
Espaciamiento		
# de varillas =	3	
Ancho efectivo para varillas =	225.000	cm
Espaciamiento s =	112.500	cm
Espaciamiento a usar s =	18.000	cm
# de varillas =	13.50	
no no debe ser 3 veces el espesor ni 45 cm	Espaciamiento Máxi	
Espaciamiento Máximo =	45.000	cm
Cortante		
Cortante ϕVc =	74.3413	Tn

Usar: ϕ3/8"@0.45m



Corte de la Zapata 12

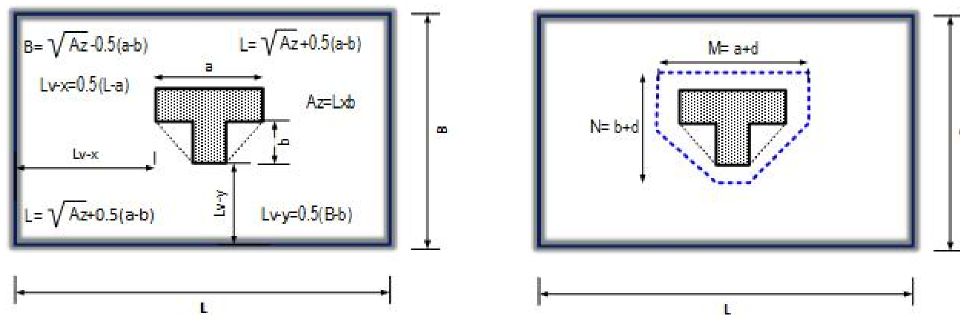


Vista en Planta del Refuerzo Positivo(A+) y el Negativo(A-)

3.1.8 Verificación por Corte y Punzonamiento: Se realiza el comportamiento al cortante, para verificar el comportamiento en un sentido de la zapata. Se diseñará para que los esfuerzos de cortante último sean resistidos únicamente por el concreto, no se diseñará refuerzo transversal.

En el sentido X, la cortante última a una distancia "d" de la cara de la columna, en tal forma se cumplió satisfactoriamente dado que la cortante del análisis es menor que la cortante de diseño mostrada en la tabla anterior; tal como se muestra con la siguiente expresión, Para siguiente caso se obtiene del análisis que el programa nos arroja, siendo el siguiente.

3.1.9 Verificación por Corte: a continuación se detalla los cálculos efectuados para una sección de zapata 12



- $L_{v-x} = 0.5\text{x}(2.4 - 0.70) = 0.85$ mts
- $L_{v-y} = 0.5\text{x}(2.4 - 0.35) = 1.025$ mts
- σ_{neto}=0.83 Kg/cm²
- B=2.4 mts.
- d=0.5091 mts.
- $\mathrm{V_u} = (0.83\text{x}240)(85 - 50.91) = 34.09$ Kg
- $\mathrm{\emptyset V_C} = 0.53\text{x}\sqrt{210}\text{x}240\text{x}50.91 = 2449.30 = 0.85\text{x}2449.30 = 2081.91$Kg
- $\mathrm{\emptyset V_C} = 2081.91 > \mathrm{V_u} = 34.09$ Kg - - - -> correcto!

3.1.10 Verificación por Punzonamiento: a continuación se detalla los cálculos efectuados para una sección de zapata 12

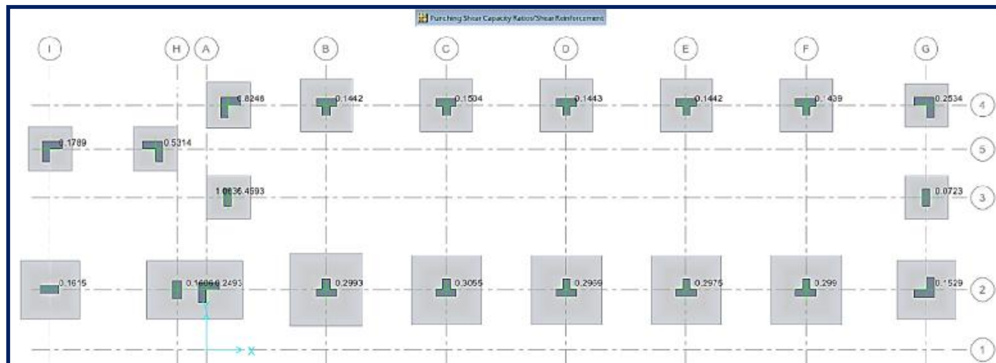
- $\mathrm{V_u} = (0.83\text{x}240)(85 - 50.91) = 34.09$ Kg
- $m = 120.91$ c
- $n = 85.91$ c
- $\mathrm{b_o} = 2\text{x}120.91\text{x}2\text{x}85.91 = 413.64$ cm
- $\beta_c = \frac{D\ m}{D\ m}, \frac{0.70}{0.3} = 2$
- $\beta_c \leq 2, - - - \rightarrow\ V_c = 1.06x\sqrt{f`c}b_o d, V_c = 0.27\left[2 + \frac{4}{\beta_c}\right]\sqrt{f`c}b_o d$
- $\therefore u \quad V_c = 1.06x\sqrt{f`c}b_o d$
- $V_c = 323475.311\ K$
- $\mathrm{\emptyset V_c} = 323475.311\text{x}0.85 = 274954.014$ Kg

- $\emptyset V_C = 323475.311 \text{Kg} > V_u = 34.09 \text{ Kg} - - - -> \text{correcto!}$

Tabla: Diseño por Cortante y Punzonamiento para la Cimentacion Z-12

Dirección	Estación	Ancho (B)	Combinación de Diseño	Fuerza Cortante de Diseño (Vu)max	Pu	d	Cortante ϕVn	b_o=2m+2n	F`c=210	β= a/b	Az	a	b	m=a+d	n=b+d	Vc=1.06*√F'c*b_o*d	Vc=0.27(2+ 4/β)√f'c b_od	usar: Vc=1.06*√F'c*b *d
m	m	m	Descripción	Kg	Kg	cm	Kg	cm	Kg/cm²		cm²	cm	cm	m	m	Kg	Kg	Kg
Dir. X-X	0	2.4	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	14939.3	57764.1	50.91	74341.3	413.64	210	2	57600	70.0	35.0	120.91	85.91	323475.311	329578.6188	323475.311
Dir. X-X	0.6	2.4	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	14939.3	57764.1	50.91	74341.3	413.64	210	2	57600	70.0	35.0	120.91	85.91	323475.311	329578.6188	323475.311
Dir. X-X	1.2	2.4	U4=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINXX+1.0LIVE	14939.3	57764.1	50.91	74341.3	413.64	210	2	57600	70.0	35.0	120.91	85.91	323475.311	329578.6188	323475.311
Dir. X-X	1.8	2.4	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	14939.3	57764.1	50.91	74341.3	413.64	210	2	57600	70.0	35.0	120.91	85.91	323475.311	329578.6188	323475.311
Dir. X-X	2.4	2.4	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	14939.3	57764.1	50.91	74341.3	413.64	210	2	57600	70.0	35.0	120.91	85.91	323475.311	329578.6188	323475.311
Dir. Y-Y	0	2.4	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	14939.3	57764.1	50.91	74341.3	413.64	210	2	57600	70.0	35.0	120.91	85.91	323475.311	329578.6188	323475.311
Dir. Y-Y	0.6	2.4	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	14939.3	57764.1	50.91	74341.3	413.64	210	2	57600	70.0	35.0	120.91	85.91	323475.311	329578.6188	323475.311
Dir. Y-Y	1.2	2.4	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	14939.3	57764.1	50.91	74341.3	413.64	210	2	57600	70.0	35.0	120.91	85.91	323475.311	329578.6188	323475.311
Dir. Y-Y	1.8	2.4	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	14939.3	57764.1	50.91	74341.3	413.64	210	2	57600	70.0	35.0	120.91	85.91	323475.311	329578.6188	323475.311
Dir. Y-Y	2.4	2.4	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	14939.3	57764.1	50.91	74341.3	413.64	210	2	57600	70.0	35.0	120.91	85.91	323475.311	329578.6188	323475.311

Cuadro resumen para la Zapata (Z-12) según la data suministrada por los programas complementarios (Etabs y Safe)



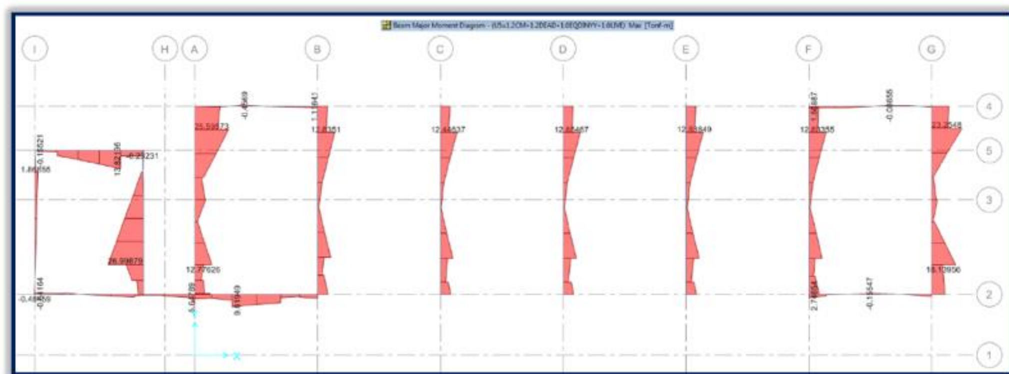
Esquema en planta en función al ratio del análisis efectuando por el programa en la batería de zapatas propuestas

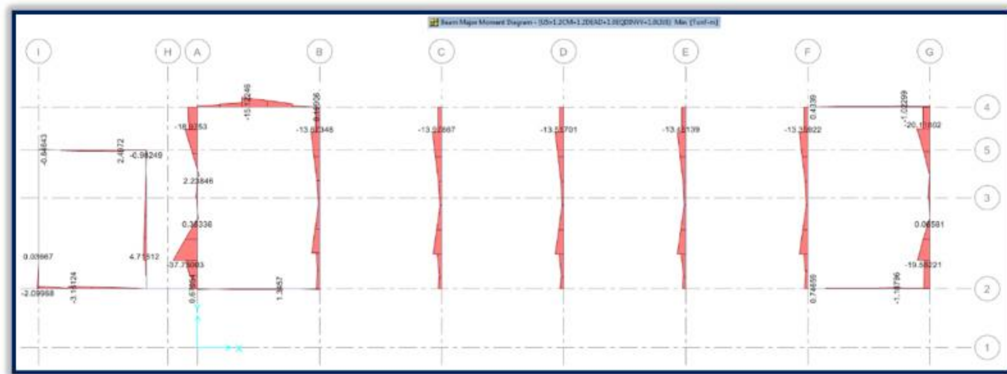
3.2.0 Diseño de las Vigas de Cimentación: Para las vigas de cimentación se debería de darle una mayor importancia a las cargas dinámicas. De haber trabajado con un análisis dinámico modal espectral, se trabajarían con los casos de cargas sísmicas escalados para diseño. El Safe toma las fuerzas del análisis modal espectral, se pueden apreciar las fuerzas para cada modo de vibración y en las combinaciones de carga siempre estarán disponibles los casos de carga del análisis dinámico que se ha importado. Usando la hoja de cálculo “Diseño de Vigas según el ACI 318-2012”, se verificará el diseño para la viga de cimentación que se encuentra en los Ejes.

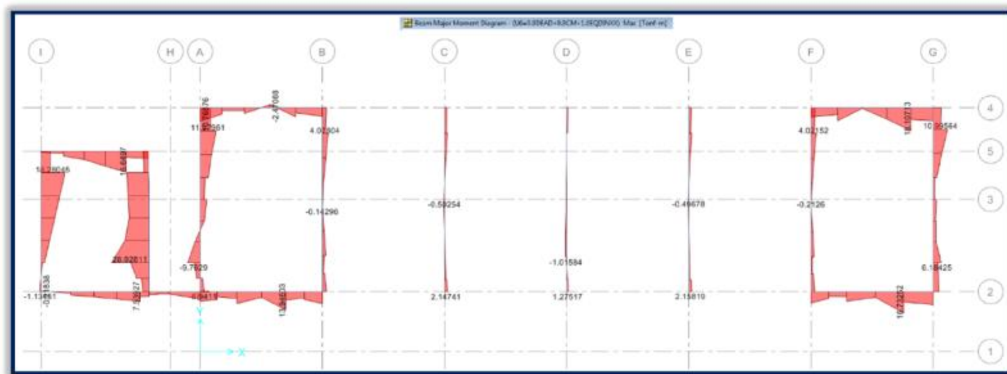
Según el ACI 318-2012/21.12, las vigas se diseñan para las condiciones de pórticos resistentes a momentos.

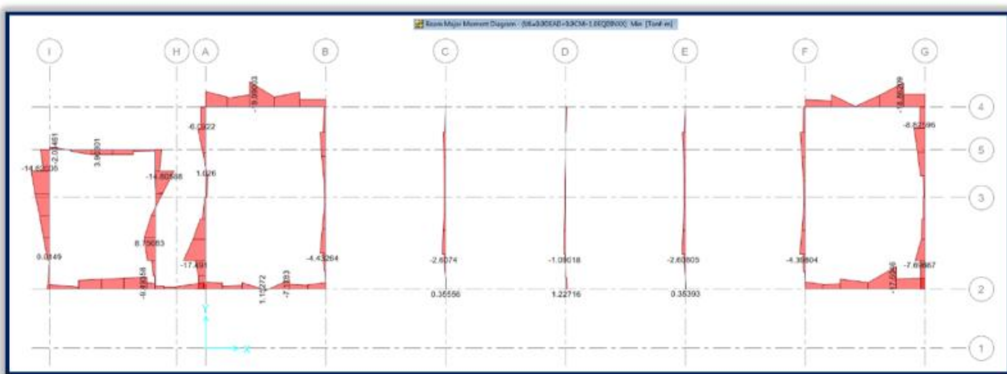
Para siguiente caso se obtiene del análisis que el programa nos arroja, siendo el siguiente.

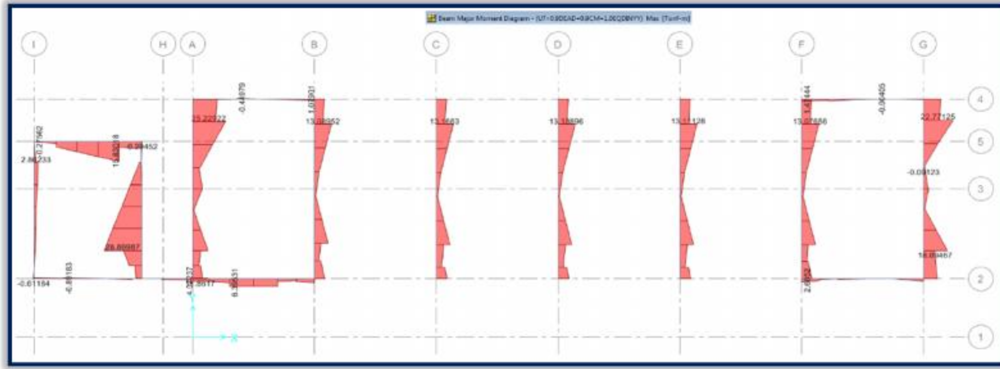
3.2.1 Resultado de Momentos para las Combinaciones de Carga:

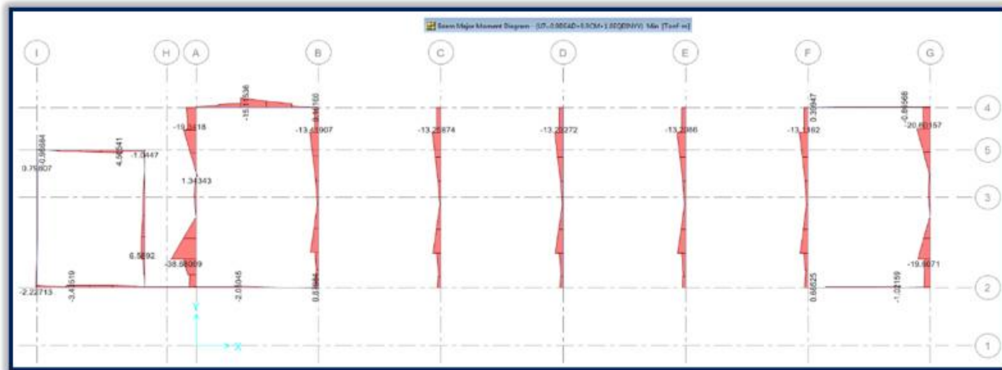



I
H
A
B
C
D
E
F
G
4
5
3
2
1


I
H
A
B
C
D
E
F
G
4
5
3
2
1


I
H
A
B
C
D
E
F
G
4
5
3
2
1

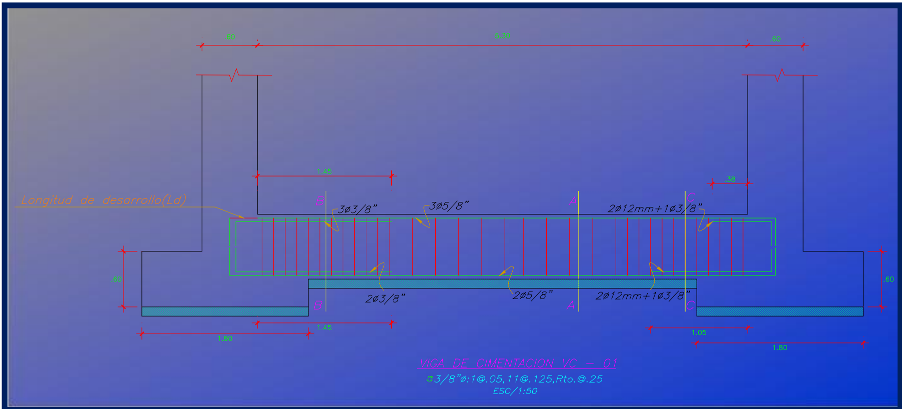


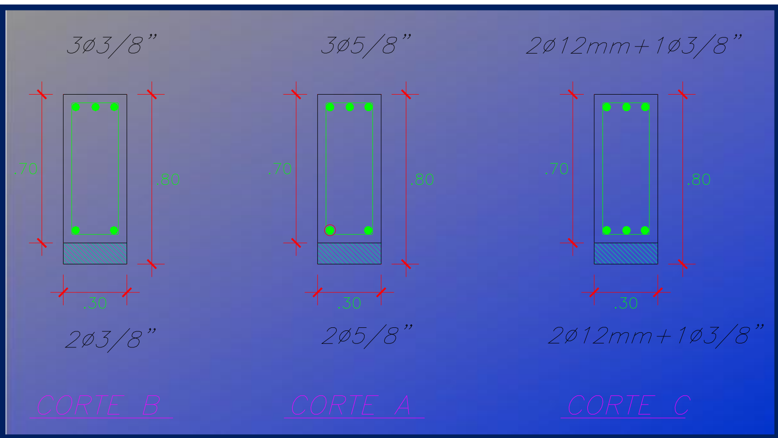


3.2.1 Diseño de una Viga de Cimentación: Para las vigas de cimentación se debería de darle una mayor importancia a las cargas sísmicas. De haber trabajado con un análisis dinámico modal espectral, se trabajarían con los casos de cargas sísmicas escalados para diseño. El Safe toma las fuerzas del análisis modal espectral, se pueden apreciar las fuerzas para cada modo de vibración y en las combinaciones de carga siempre estarán disponibles los casos de carga del análisis dinámico que se ha importado.

Tabla: Diseño por Flexion y Cortante pra la Viga de Cimentacion V-30x70

Dirección	Estación	Descipción	Combinación de Diseño por Flexion	Momento Superior	Refuerzo Superior	Refuerzo Minimo Sup.	Combinación de Diseño por Flexion	Momento Inferior	Refuerzo Inferior	Refuerzo Minimo Inf.	Combinación de Diseño por Cortante	Fuerza Cortante
	m	m	Descripción	Ton-m	cm²	cm²	Descripción	Ton-m	cm²	cm²	Descripción	Ton
Eje D-D	0	V-30X70	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	-5.68721	2.228	2.971	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	8.0917	3.593	4.790	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	4.4756
Eje D-D	0.4	V-30X70	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	-4.61957	1.776	2.368	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	6.30144	2.829	3.772	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	4.6037
Eje D-D	1.2	V-30X70	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	-12.80727	5.277	6.400	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	10.35455	4.749	6.332	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	6.0117
Eje D-D	2.052	V-30X70	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	-7.6853	3.045	4.061	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	5.64752	2.737	3.649	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	6.0117
Eje D-D	2.904	V-30X70	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	-2.56333	0.876	1.168	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	0.94048	0.774	1.033	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	6.0117
Eje D-D	3.756	V-30X70	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	-4.57507	1.721	2.295	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	3.36715	1.780	2.374	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	6.0117
Eje D-D	4.608	V-30X70	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	-9.04604	3.632	4.843	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	8.25306	3.844	5.126	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	6.0117
Eje D-D	5.46	V-30X70	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	-13.51701	5.592	6.400	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	13.13896	5.965	6.400	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	6.0117
Eje D-D	6.36	V-30X70	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	-5.92912	2.328	3.105	U7=0.9DEAD+0.9CM+1.0EQDINYY	7.60233	3.424	4.565	U5=1.2CM+1.2DEAD+1.0EQDINYY+1.0LIVE	1.3665


.60
5.30
.60
1.45
.38
Longitud de desarrollo(Ld)
3Ø3/8"
3Ø5/8"
2Ø12mm+1Ø3/8"
.60
.60
2Ø3/8"
2Ø5/8"
2Ø12mm+1Ø3/8"
1.45
1.80
1.05
1.80
VIGA DE CIMENTACION VC – 01
Ø3/8"Ø:1@.05,11@.125,Rto.@.25
ESC/1:50


3Ø3/8"
3Ø5/8"
2Ø12mm+1Ø3/8"
.70
.80
.70
.80
.70
.80
.30
.30
.30
2Ø3/8"
2Ø5/8"
2Ø12mm+1Ø3/8"
CORTE B
CORTE A
CORTE C

3.2.2 Verificación y Diseño de una Viga de Cimentación:

f'c =	210.00	Kg/cm^2
fy =	4200.00	Kg/cm^2
Ancho =	30.00	cm
Altura Total =	80.00	cm
Recubrimiento =	7.00	cm
Moment Actuante =	-13.52	Tn-m
Cuantía Mínima =	0.0034	
Refuerzo por Cuantía Mínima =	7.44	cm2
Cuantía Máxima =	0.0155	
Refuerzo por Cuantía Máxima =	33.90	cm2
Cuantía de Diseño =	0.0023	
Refuerzo por Cuantía de Diseño =	5.04	cm2
a cuantía mínima no se tomará en cuenta si el As es al menos 1/3 del requerid		
Refuerzo 4/3 As =	6.72	cm2
Acero de Refuerzo Requerido =	**6.72**	**cm2**
MOMENTO DE DISENO EN VIGAS		
Area de Acero =	7.13	cm2
a =	5.592	cm
Beta 1 =	0.850	
c =	6.579	cm
Mn =	21.023	Tn-m
Momento de Diseño =	18.921	Tn-m
Se calcula el momento resistentes con las cantidades de la calculadora de varillas		
y con las propiedades ingresadas en "Vigas"		
DISEÑO POR CORTANTE EN VIGAS		
Según ACI 318/18 (Sólo para Resistentes a Sismo)		
Tipo de Pórtico =	Especial	
Diámetro de Varilla a Usar =	5/8	"
Diámetro de Estribo a Usar =	3/8	"
Estribos dentro de la zona de confinamiento sera:		
1º Formula =	18.250	cm
2º Formula =	9.540	cm
3º Formula =	15.240	cm
4º Formula =	-	cm
Separacion =	9.540	cm
Separación a Usar =	12.500	cm
Long. de Confinamiento =	160.000	cm
Cantidad de Estribos =	13.000	
Estribos fuera de la zona de confinamiento sera:		
Separacion =	36.500	cm
Separación a Usar =	30.000	cm
USAR = 1 @ 0.05, 13 @ 0.125, Resto @ 0.3		

Momento Superior

VIGAS		
f'c =	210.00	Kg/cm^2
fy =	4200.00	Kg/cm^2
Ancho =	30.00	cm
Altura Total =	80.00	cm
Recubrimiento =	7.00	cm
Moment Actuante =	13.14	Tn-m
Cuantía Mínima =	0.0034	
Refuerzo por Cuantía Mínima =	7.44	cm2
Cuantía Máxima =	0.0155	
Refuerzo por Cuantía Máxima =	33.90	cm2
Cuantía de Diseño =	0.0022	
Refuerzo por Cuantía de Diseño =	4.89	cm2
a cuantía mínima no se tomará en cuenta si el As es al menos 1/3 del requerid		
Refuerzo 4/3 As =	6.52	cm2
Acero de Refuerzo Requerido =	**6.52**	**cm2**
MOMENTO DE DISENO EN VIGAS		
Area de Acero =	6.71	cm2
a =	5.263	cm
Beta 1 =	0.850	
c =	6.191	cm
Mn =	19.831	Tn-m
Momento de Diseño =	17.848	Tn-m
Se calcula el momento resistentes con las cantidades de la calculadora de varillas		
y con las propiedades ingresadas en "Vigas"		
DISEÑO POR CORTANTE EN VIGAS		
Según ACI 318/18 (Sólo para Resistentes a Sismo)		
Tipo de Pórtico =	Especial	
Diámetro de Varilla a Usar =	5/8	"
Diámetro de Estribo a Usar =	3/8	"
Estribos dentro de la zona de confinamiento sera:		
1º Formula =	18.250	cm
2º Formula =	9.540	cm
3º Formula =	15.240	cm
4º Formula =	-	cm
Separacion =	9.540	cm
Separación a Usar =	12.500	cm
Long. de Confinamiento =	160.000	cm
Cantidad de Estribos =	13.000	
Estribos fuera de la zona de confinamiento sera:		
Separacion =	36.500	cm
Separación a Usar =	30.000	cm
USAR = 1 @ 0.05, 13 @ 0.125, Resto @ 0.3		

Momento Inferior

4.0.0 Análisis y Diseño de Tijerales de Madera

4.1.0 Consideraciones y recomendaciones Especiales:

- Según R.N.E, la pendiente considerada para la zona en cuestión es de 25% como mínimo
- El espaciamiento máximo entre tijerales es de 4.55m como máximo.
- La luz libre de cada tijeral es de 11.2m como máximo.
- La separación entre elementos 1.88m como máximo.

4.1.1 Metrados de carga del Tijeral:

- Peso del Tijeral: $7Kg/m^2$
- Peso de la Cobertura (eternit 2.40mx1.10mx0.05m): $19Kg/m^2$
- Peso de Cielo Razo: $15Kg/m^2$
- Peso de la Iluminación: $15Kg/m^2$
- Sobrecarga: $30Kg/m^2$

4.1.2 Estados de Carga en el Tijeral:

- Carga Viva(CV):50Kg/m^2
- Carga Muerta(CM):53Kg/m^2

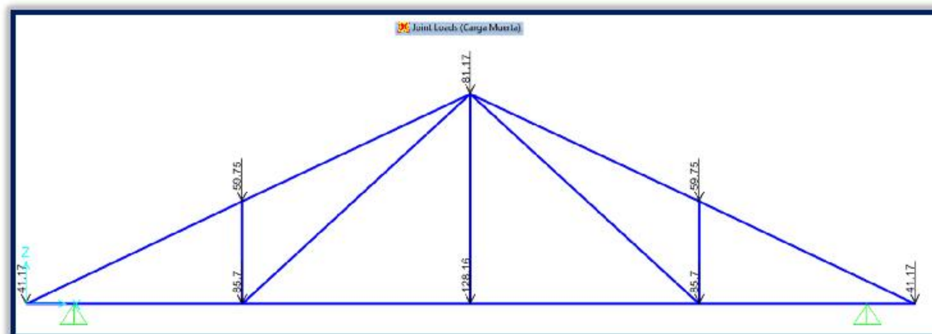
4.1.3 Características y/o Especificaciones Técnicas de la Madera(Norma E.010):

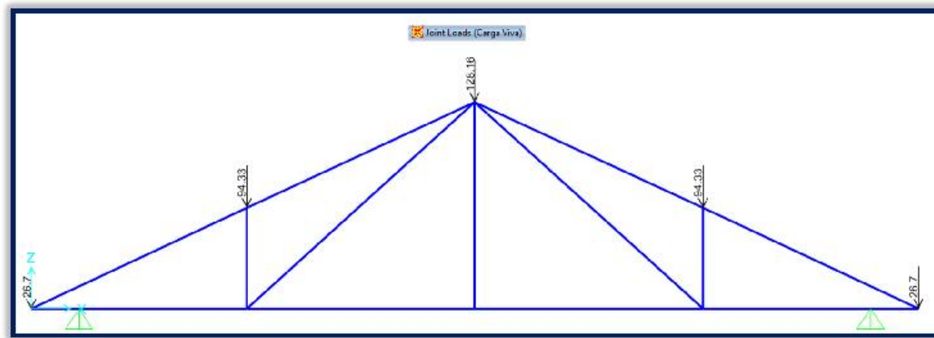
- Grupo de la Madera:C
- Flexión(fm):100 Kg/cm^2
- Tracción Paralela(ft):75 Kg/cm^2
- Compresión Paralela(fc):80 K/cm2
- Compresión Perpendicular(fct): 15 K/cm2
- Corte Paralelo(fv):8 K/cm2
- Módulo de Elasticidad mínima(Emin): 55000 K/cm2
- Módulo de Elasticidad Promedio(Emax): 900000 K/cm2
- Peso Específico: 900 K/m3

4.1.4 Propiedades Geométricas del Tijeral:

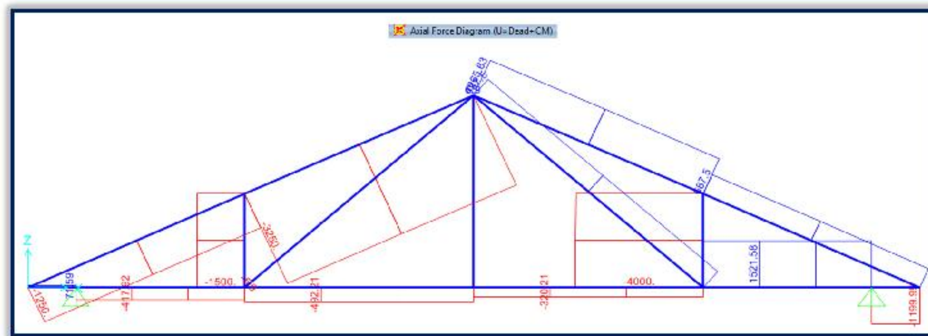
- Distancia entre Tijerales(m):2.50
- Luz Libre del Tijeral(m):5.0
- Luz total del Tijeral(m): 5.75
- Altura del Tijeral(m):1.27
- N^0 de Aguas:2
- Angulo del Tijeral(grados):24^0

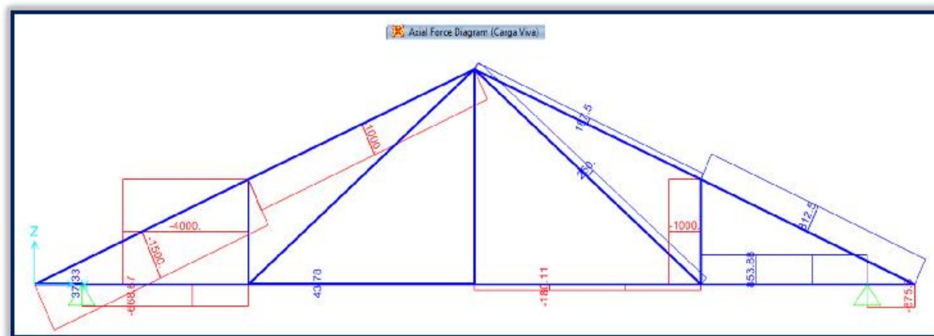
4.1.5 Cargas Aplicadas al Tijeral:





4.1.6 Fuerzas Axiales obtenidas en el Análisis:

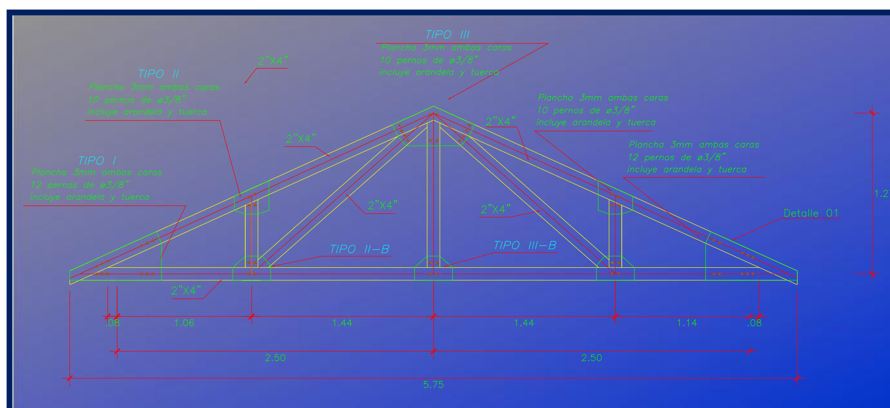




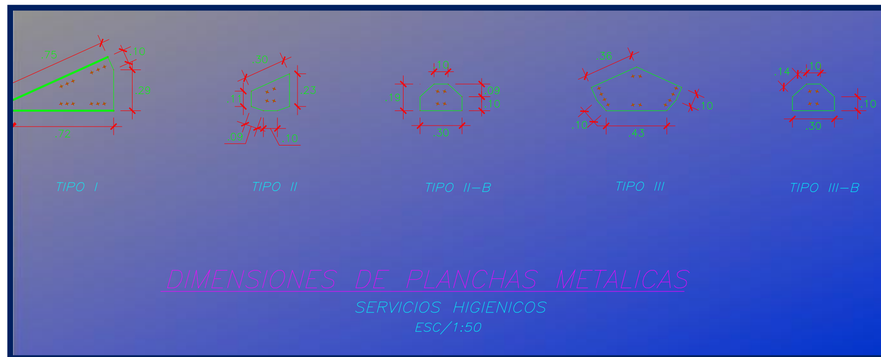
4.1.7 Tablas de Esfuerzos Admisibles según la Norma E.010:

ESFUERZOS ADMISIBLESMPa (Kg/cm²)					
GRUPO	FLEXIÓN	TRACCIÓN PARALELA	COMPRESIÓN PARALELA	COMPRESIÓN PERPEND.	CORTE
A	20,6 (210)	14,2 (145)	14,2 (145)	3,9 (40)	1,5 (15)
B	14,7 (150)	10,3 (105)	10,8 (110)	2,7 (28)	1,2 (12)
C	9,8 (100)	7,3 (75)	7,8 (80)	1,5 (15)	0,8 (8)

MÓDULO DE ELASTICIDADMPa (Kg/cm²)		
GRUPO	E_{min}	E_{prom}
A	9 316 (95 000)	12 148 (130 000)
B	7 355 (75 000)	9 806 (100 000)
C	5 394 (55 000)	8 826 (90 000)



Esquema Final de las secciones adoptadas del Tijeral



5.0.0 Análisis y Diseño de Escaleras:

5.1.0 Consideraciones Especiales:

- Ancho de la Escalera: b
- Paso: p
- Contrapaso: cp
- Espesor de Garganta: t , usar el máximo valor pero considerando múltiplos de 5 por proceso constructivo

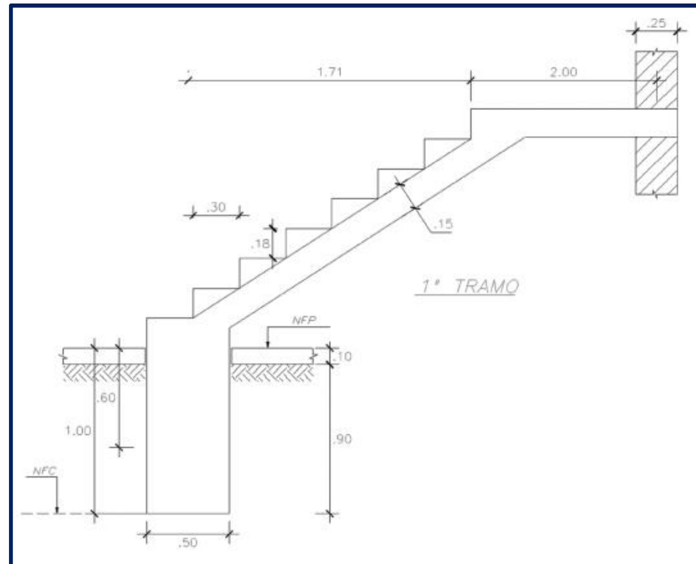
$$t = \frac{l_n}{25} \qquad t = \frac{l_n}{20}$$

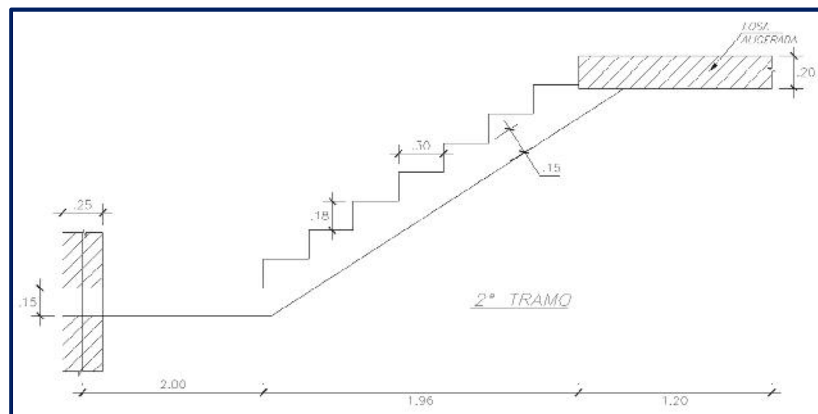
- Ancho de la Escalera: b
- Angulo de la escalera: θ

$$\theta = a \quad \left(\frac{c}{p}\right)$$

- Distancia del tramo de Descanso: L2
- Distancia del tramo de Escalera: L1
- Sobrecarga(s/c): 400kg/cm^2
- Acabados: 100Kg/cm^2
- Peso específico del Concreto: 2400Kg/cm^2
- Fluencia del Acero:4200Kg/cm^2
- Recubrimiento: 3cm
- Capacidad Portante de la base: 0.62kg/cm^2

5.1.1 Dimensiones Asumidas:





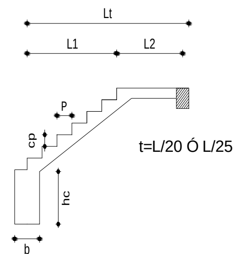
5.1.2 Diseño del Primer Tramo de la Escalera:

DISENO DE ESCALERA TIPO I

TRAMO I

PROYECTO : " INSTITUCIÓN EDUCATIVA JUAN ZACARÍAS MONTENEGRO"
Querocotillo, Cutervo, Cajamarca

DATOS
P:paso
CP:contra paso
t:espesor del cuello
B:Ancho de la ecalera



ρ	2400	kg/cm²
P =	0.30	m
CP =	0.18	m
An. Esc.(B)=	2.10	m
t (L/20) =	0.14	
t (l/25) =	0.11	
t =	0.15	m
COS(θ)=	0.857	
L1=	1.71	M
L2=	1.13	M
L3=	0.00	M
S/C=	400	kg/m²
Acab.	100	kg/m²
recub.=	3	cm²
F'c=	210	kg/m²
fy=.	4200	kg/m²
α	0.80	(Varia 0.8, 0.9, 1.0)
β	1/3	
Cap. Port. σ	0.62	Kg/cm2

1)METRADO DE CARGAS

a). Tramo inclinado

peso propio= 2.4 b (Cp/2+ t/cosa)

peso propio=	1335.24	Kg/m²	1335.24 Kg/m
Acabados=	Bx S/C acab=.		210.00 Kg/m

WD = 1.55 Ton/m

Sobrecarga S/C=BX400

WL= 0.84 Ton/m

CARGA ULTIMA Wu=1.5xWd+1.8xWL

Wu=	3.83 Ton/m

b). Descanso

carga muerta

peso propio= CpxBxp= 907.20

Acabados= BxS/Cacab= 210.00

WD =	1.12 Kg/m

Sobrecarga : S/CxB=

WL=	0.84 Kg/m

CARGA ULTIMA Wu=1.5xWd+1.8xWL

Wu=	3.19 Ton/m

Cálculo de reacciones y punto de corte para momento máximo:

Ra	:	7.49 Tn
Rb	:	7.49 Tn
X0	:	2.35 m
Mu max	:	8.79 Tn-m
Mu dis	:	**7.03 Tn-m**

CÁLCULO DE ACERO POR FLEXIÓN:

Ingrese ϕ	:	0.9	
Ingrese ϕ varilla	:	1/2	
Peralte efectivo	:	d	
d	:	12.36	cm

$$A_s = \left(\frac{Mu}{\phi f_y (d - a/2)} \right)$$

As	:	16.25 cm2
ρ	:	0.0132

$$a = \left(\frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b} \right)$$

a	:	1.82 cm

$$\rho_b = \beta_1 0.85 \frac{f'_c}{f_y} \left(\frac{6000}{6000 + f_y} \right)$$

valor de $\beta 1$	:	0.85
ρb	:	0.02125
ρmax	:	0.0159

$A_s = 0.0018\,bd$ → Asmin : 6.27 cm2
ρmin : 0.0024

Comparando con los valores de cuantía:

ρmin < ρ < ρmax OK...!!

Disponer un area de acero de:

As	:	16.25	cm2

VARILLAS		DIAMETROS				
23	Ø	3/8	"	As1	:	16.33
13	Ø	1/2	"	As1	:	16.77
9	Ø	5/8	"	As2	:	18.00
6	Ø	3/4	"	As3	:	17.04

USAR ϕ 3/8 @ 9.00 cm
USAR ϕ 1/2 @ 17.00 cm ELEGIR DISTRIBUCIÓN
USAR ϕ 5/8 @ 25.00 cm
USAR ϕ 3/4 @ 40.00 cm

La separacion maxima es: 45 cm

$(-)M_{diseño} = \beta(+)M_{diseño}$ DE DONDE: $(-)A_s = \beta(+)A_s$

El valor de β : 1/3

(-)As	:	7.61	cm2

Colocar acero por temperatura

VARILLAS		DIAMETROS				
11	Ø	3/8	"	As1	:	7.81
6	Ø	1/2	"	As1	:	7.74
4	Ø	5/8	"	As2	:	8.00
3	Ø	3/4	"	As3	:	8.52

USAR ϕ 3/8 @ 20.00 cm
USAR ϕ 1/2 @ 40.00 cm ELEGIR DISTRIBUCIÓN
USAR ϕ 5/8 @ 67.00 cm
USAR ϕ 3/4 @ 100.00 cm

La separacion maxima es: 45 cm

Requerimiento de refuerzo transversal por temperatura:

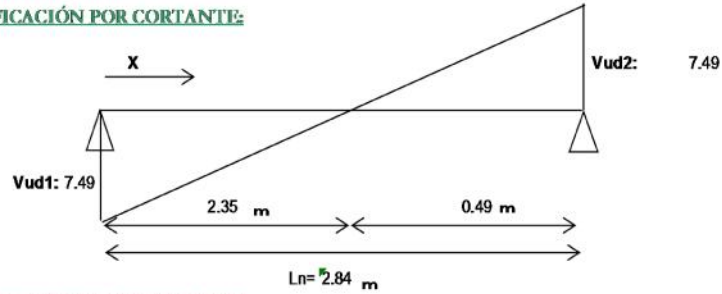
Ast	:	2.22	cm2

VARILLAS		DIAMETROS				
4	Ø	3/8	"	As1	:	2.84
2	Ø	1/2	"	As1	:	2.58
2	Ø	5/8	"	As2	:	4.00
1	Ø	3/4	"	As3	:	2.84

USAR φ	3/8 @	32.00 cm.	
USAR φ	1/2 @	58.00 cm.	ELEGIR DISTRIBUCIÓN
USAR φ	5/8 @	90.00 cm.	
USAR φ	3/4 @	128.00 cm.	

La separacion maxima es: 45 cm.

VERIFICACIÓN POR CORTANTE:



CORTANTE ULTIMO DE DISEÑO:

Vud : 6.08 Tn.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}\, b * d$$

Vc : 19.93 Tn.

Vud < Vc CONFORME

CARGA DE SERVICIO SOBRE EL APOYO:

$$W = W_d + W_l$$

W : 6.30 Tn/m.

$$P = \frac{W * L}{2}$$

P : 8.95 Tn.

Altura de cimentacion de escalera hc = 100 cm

$$\sigma_1 = \frac{P}{A}$$

σ1 : 0.43 Kg/cm2.

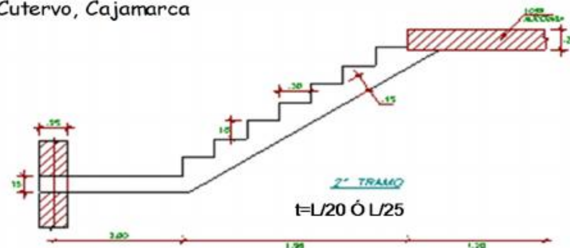
σ1 > σ CONFORME

5.1.3 Diseño del Segundo Tramo de la Escalera:

DISEÑO DE ESCALERA TIPO I
TRAMO II

PROYECTO : " INSTITUCIÓN EDUCATIVA JUAN ZACARÍAS MONTENEGRO"
Querocotillo, Cutervo, Cajamarca

DATOS
P:paso
CP:contra paso
t:espesor del cuello
B:Ancho de la ecalera



B2 =	2.00	m
ρ=	2400	kg/m3
P =	0.30	m
CP =	0.18	m
B1=	2.00	m
t (L/20) =	0.26	m
t (l/25) =	0.21	m
t =	0.20	m
COS(a)=	0.857	
L1=	2.00	m
L2=	1.96	m
L3=	1.20	m
S/C=	400	kg/m²
Acab.	100	kg/m²
recub.=	3	cm
F'c=	210	kg/cm²
fy=.	4200	kg/cm²
α	0.80	(Varia 0.8, 0.9, 1.0)
β	1/3	
Cap. Port. σ	0.62	kg/cm²

1)METRADO DE CARGAS

a). Tramo inclinado

peso propio= 2.4 b (Cp/2+ t/cosa)

peso propio=	1551.54		1551.54 Kg/m
Acabados=	Bx S/C Acab=		200.00 Kg/m
		WD =	**1.75 Ton/m**

Sobrecarga S/C=BX400

WL=	**0.80 Ton/m**

CARGA ULTIMA Wu=1.5xWd+1.8xWL

Wu1=	4.07 Ton/m

b). Descanso

carga muerta

peso propio=	CpxBxp=	864.00
Acabados=	BxS/C Acab=	200.00

WD =	1.06 Ton/m

Sobrecarga : S/CxB=

WL=	0.80 Ton/m

CARGA ULTIMA Wu=1.5xWd+1.8xWL

Wu2=	3.04 Ton/m

c). Losa

carga muerta

peso propio=	CpxBxp=	56.00
Acabados=	BxS/C Acab=	200.00

WD =	0.26 Ton/m

Sobrecarga : S/CxB=

WL=	0.07 Ton/m

CARGA ULTIMA Wu=1.5xWd+1.8xWL

Wu3=	0.50 Ton/m

Ra	:	9.07	Tn
Rb	:	9.07	Tn
X0	:	2.14	m
Mu max	:	12.31	Tn-m
Mu dis	:	**9.85**	**Tn-m**

.

CÁLCULO DE ACERO POR FLEXIÓN:

Ingrese ϕ : 0.9
Ingrese ϕ varilla : 1/2
Peralte efectivo : d
d : 17.36 cm

$$A_s = \left(\frac{Mu}{\phi f_y (d - a/2)}\right)$$

As : 15.86 cm2
ρ : 0.0091

$$a = \left(\frac{A_s f_y}{0.85 f'_c b}\right)$$

a : 1.87 cm

$$\rho_b = \beta_1 0.85 \frac{f'_c}{f_y}\left(\frac{6000}{6000 + f_y}\right)$$

valor de β_1 : 0.85
ρb : 0.02125
ρmax : 0.0159

$$A_s = 0.0018\, b d$$

Asmin : 8.38 cm2
ρmin : 0.0024

Comparando con los valores de cuantía:

ρmin < ρ < ρmax OK..!!

Disponer un area de acero de:

As : 15.86 cm2

VARILLAS		DIAMETROS				
23	Ø	3/8	"	As1	:	16.33
13	Ø	1/2	"	As1	:	16.77
8	Ø	5/8	"	As2	:	16.00
6	Ø	3/4	"	As3	:	17.04

USAR ϕ 3/8 @ 9.00 cm
USAR ϕ 1/2 @ 16.00 cm ELEGIR DISTRIBUCIÓN
USAR ϕ 5/8 @ 27.00 cm
USAR ϕ 3/4 @ 38.00 cm

La separacion maxima es: 45 cm

$$(-)M_{diseño} = \beta(+)M_{diseño}$$

DE DONDE:

$$(-)A_s = \beta(+)A_s$$

El valor de β : 1/3

(-)As	:	9.66	cm2

Colocar acero por temperatura

VARILLAS		DIAMETROS			
14	Ø	3/8 "	As1	:	9.94
8	Ø	1/2 "	As1	:	10.32
5	Ø	5/8 "	As2	:	10.00
4	Ø	3/4 "	As3	:	11.36

USAR ϕ	3/8 @	15.00 cm.	
USAR ϕ	1/2 @	27.00 cm.	ELEGIR DISTRIBUCIÓN
USAR ϕ	5/8 @	48.00 cm.	
USAR ϕ	3/4 @	63.00 cm.	

La separacion maxima es: 45 cm.

Requerimiento de refuerzo transversal por temperatura:

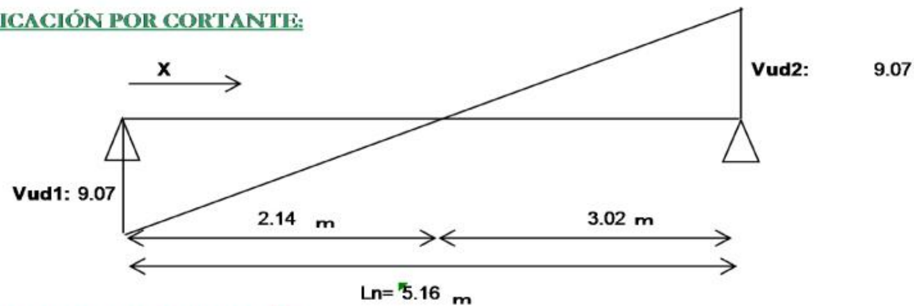
Ast	:	3.12	cm2

VARILLAS		DIAMETROS			
5	Ø	3/8 "	As1	:	3.55
3	Ø	1/2 "	As1	:	3.87
2	Ø	5/8 "	As2	:	4.00
2	Ø	3/4 "	As3	:	5.68

USAR ϕ	3/8 @	23.00 cm.	
USAR ϕ	1/2 @	41.00 cm.	ELEGIR DISTRIBUCIÓN
USAR ϕ	5/8 @	64.00 cm.	
USAR ϕ	3/4 @	91.00 cm.	

La separacion maxima es: 45 cm.

VERIFICACIÓN POR CORTANTE:



CORTANTE ULTIMO DE DISEÑO:

Vud : 8.55 Tn.

$$V_c = 0.53\sqrt{f'_c}\, b * d$$

Vc : 26.66 Tn.

Vud < Vc CONFORME

6.0.0 Análisis y Diseño de Muro de Contención en Voladizo:

6.1.1 Consideraciones y Especificaciones Técnicas del Muro: Cuya información es proporcionada por el estudio de mecánica de suelos

6.1.2 Parámetros Geotécnicos:

- Angulo de Fricción Interna(ϕ): 11^0
- Clasificación **SUCS/AASHTO**: CL(Arcilla Medianamente Plastica)
- Nivel Freático, en dicho informe no se presenta
- Limite Liquido(LL): **36.68%**
- Limite Plástico(L.P):**23.03%**
- Contenido Natural de Humedad(W**):32.45%**
- Índice de Plasticidad(I.P):**13.65%**
- Densidad Unitaria(γ):1.48Kg/cm^2
- Coeficiente de Balasto(Ks): **1.11Kg/cm^3**
- Cohesión(C):**0.21Kg/cm^2**
- Módulo de Elasticidad(E):**125Kg/cm^2**
- Módulo de Poisson(μ):**0.45**
- Módulo de Corte(G):**45Kg/cm^2**
- Contenido de sales:**0.07%(700ppm)**
- Profundidad de Desplante para cimentación Cuadra(Df):**1.80m**
- Ancho para cimentación Corrida(B)**:3.85m**
- Asentamiento Total(Se):**0.620cm**
- Capacidad admisible para cimientos Corridos(σ_{adm})**:0.87Kg/cm^2**

6.1.3 Parámetros Mecánicos:

A. **Especificaciones Técnicas del Muro:**

- Resistencia a la compresión (f‘c): 210 Kg/cm^2
- Fluencia del Acero (Fy): 4200 Kg/cm^2
- Tipo de Muro: En Voladizo
- Tipo de Cemento a Utilizar: Ms o Tipo I
- Altura del Muro: 4.10 mts.
- Peralte de la Zapata (Hz): 0.70 mts.
- Profundidad de Desplante (Dz): 1.80 mts.

B. **Análisis de Estabilidad de Talud:**

- Factor de Seguridad al Volteo: 1.5
- Factor de Seguridad al Deslizamiento: 1.5
- Factor de Seguridad por Capacidad Portante: 1.5
- Factor de Seguridad integral: 1.5

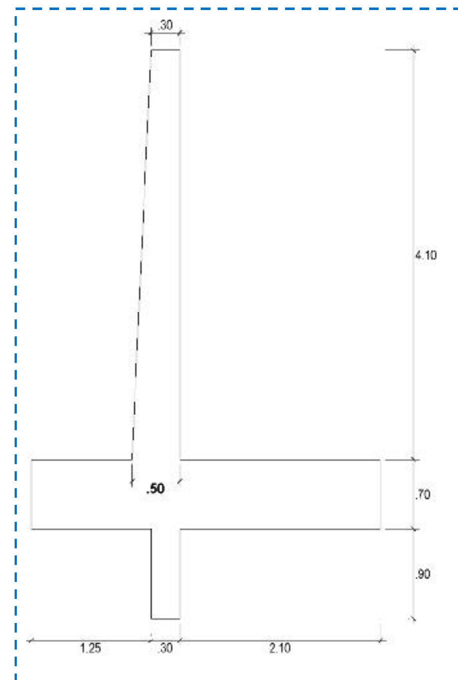
6.1.3 Parámetros Dinámicos:

- Factor de Zona(3): Z=0.4
- Velocidad de Onda de Corte(Vs):172 m/seg
- Coeficiente Sísmico Horizontal(Csh):0.17
- Coeficiente Sísmico Vertical(Csv): 0.12
- Isoaceleración para la Zona de Cutervo: 0.34
- Coeficiente de Aceleración Sísmica: 0.19 < 0.29

6.2.0 Análisis de Estabilidad de muro en Voladizo:

6.2.1 Predimencionamiento:

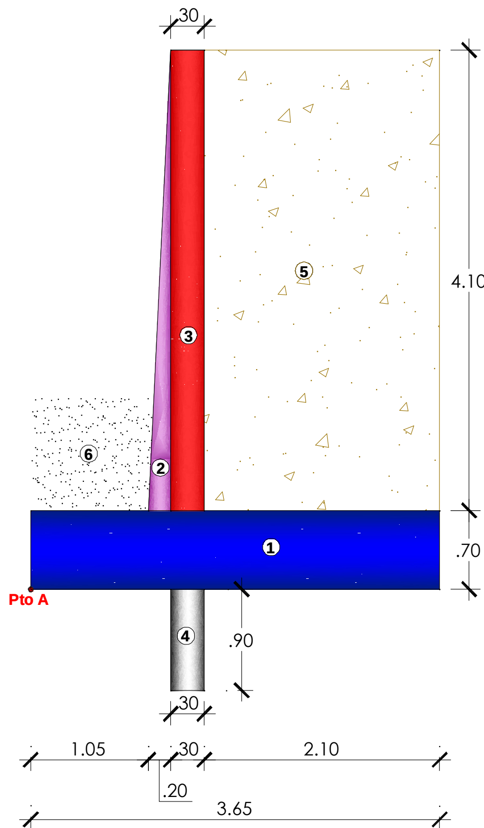
PREDIMENSIONAMIENTO		
Corona de Pantalla de Muro c>30CM	0.20	Asunir 0.30
Base de pantalla de Muro b= 0.1H a 0.12 H=	0.48	Asunir 0.50
Espesor de zapata h= 0.1H =	0.48	Asunir 0.70
Base de Muro B=0.4 H a 0.7H=	2.64	Asunir 3.65
Pie de Muro P=0.1H =	0.41	Asunir 1.05
Talon de muro T=B-b-t=	2.10	Asunir 2.10
Ho= H- h=	4.10 m	Asunir 4.10
Largo de sobre carga (Ls)=	2.40 m	
Altura de dentellon Hd=(0.1H)=	0.48 m	Asumir 0.90
Ancho de dentellon Bd=(H*0.1)=	0.48 m	Asumir 0.30
Dezplante D= 1.50 ó 1.80	1.50 m	Asunir 1.80



Dimensiones

6.2.1 **Estabilidad Global de la Estructura:**

ESTABILIDAD GLOBAL DE LA ESTRUCTURA												
Figura	Elemento	Ancho	Alto	Area	Peso Esp. del Concreto y/o Relleno	Peso(Wpp)	Brazo x	Momento Mx	Brazo y	Momento MY	Centro de gravedad	
Descripcion	Und.	m	m	m²	Ton/m3	Ton	m	Ton-m/m	m	Ton-m/m	m	m
1	1	3.85	0.7	-	2.4	6.468	1.825	11.804	0.350	2263.80		
2	0.5	0.2	4	-	2.4	0.96	1.183	1.136	1.833	1948.80		
3	1	0.3	4	-	2.4	2.88	1.400	4.032	2.400	7776.00		
4	1	0.3	0.9	-	2.4	0.648	1.400	0.907	-0.250	-0.16		
5	1	2.10	3.40	-	1.48	10.57	2.600	27.475	2.400	25.36		
6	1	-	-	1.0744	1.48	1.590	0.525	0.835	1.200	1.91		
s/c q_1(7)	1	2.10	3.40		0.34	1.639	2.600	4.262	2.050	3.36		
s/c q_2(8)	1	1.05	1.00		0.14	0.2088	0.525	0.110	0.850	0.18		
					Σ=	ΣWpp= 24.96	Σx= 12.06	ΣMx= 50.56	Σy= 10.83	ΣMy= 12019.25	Xcg= 2.03	Ycg= 481.52



6.2.1 Calculo de los Empujes, Fuerzas de Fricción y Fuerzas Inerciales:

PARAMETROS DE DISEÑO		
Sobrecarga sobre el Pie(q2):	0.20 Ton/m²	
Sobrecarga sobre La Cresta(q1):	0.50 Ton/m²	
Altura del Muro(H):	4.10 m	
Altura del Paramento(Hv):	3.40 m	
Altura de la Zapata	0.70 m	
Angulo de inclinacion del Relleno(i):	0.00 º	0.00 rad
Altura del Relleno en la Punta(D1):	1.70 m	
Altura del Dentellón(D2):	0.90 m	
Altura hasta la cota de fundacion del Dentellon(D1+D2)	2.60 m	
Peso Especifico del Relleno(γ):	1.48 Ton/m³	
Cohesión (C):	0.21 Kg/cm²	
Coeficiente de Poissón(μ):	0.45	
Angulo de Friccion Interna(ϕ):	11.00 º	0.1920 rad
Angulo de Friccion entre el Muro y el Suelo(δ),caso Particular (δ=ϕ/2):	5.50 º	0.0960 rad
Coeficiente de Fricción entre el muro y el suelo(μ):	-	0.0960 rad
Coeficiente de Aceleracion(mapa de isoaceleracion):A_o	0.34	
Coeficiente de Aceleracion Horizonatal(Kh):	0.17	
Coeficiente de Aceleracion Veritical(Kv)=2/3Kh:	0.113	
θ=arctang(Kh/1-Kv)	10.85 º	0.1894 rad
Angulo de Inclinacion del Paramento con la Vertical(β):	0.00 º	0.00 rad
Distancia del Paramento Inclinado con La Verical(b):	0.00	
Coeficiente de Presion Activa(Ka):	0.68	
Coeficiente de Presion Pasiva(Kp):	1.47	
Empuje Estatico Activo(E_A):	8.453 Ton	
Empuje Estatico Pasivo(E_P):	7.362 Ton	
Coeficiente de Presion Activa Sismica(Kae):	1.000	
Coeficiente de Presion Pasiva Sismica(Kap):	1.127	
Incremento del Empuje Sismica-Activa(Δ_{AE})=(E_{AE}-E_A):	2.584 Ton	
Incremento del Empuje Sismica-Pasiva(Δ_{PE})=(E_{PE}-E_P):	-5.438 Ton	
Empuje Sismico Activo: $E_{AE}=1/2\gamma H^2(1-Kv)K_{AE}$	11.037 Ton	
Empuje Sismico Pasivo: $E_{PE}=1/2\gamma H^2(1-Kv)K_{PE}$	1.923 Ton	
Pto. de aplicacion del Empuje Activo(H/3):	1.367 m	
Pto. De Aplicacion del Empuje Pasivo(h/3):	0.867 m	
Pto. De Apliaccion de la sobrecarca Activa(H/2):	2.050 m	
Pto de Aplicacion de la Sobrecarga Pasiva(h/2):	0.850 m	
Pto de Aplicacion del Empuje Dinamico Activo(0.6H):	2.460 m	
Pto de Aplicacion del Empuje Dinamico Pasivo(h/3):	0.867 m	

A. Empujes de Presión Dinámica Pasiva y Activa:

$$K_{AE} = \frac{\cos(\phi - \theta - \beta)^2}{\cos\theta * \cos\beta^2 * \cos(\delta + \beta + \theta)} * \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \beta + \theta) * \cos(i - \beta)}}\right]^{-2}$$

Ec. del Coef. Activo Dinámico

$$K_{PE} = \frac{\cos(\phi - \theta + \beta)^2}{\cos\theta * \cos\beta^2 * \cos(\delta - \beta + \theta)} * \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) * \sin(\phi - \theta + i)}{\cos(\delta - \beta + \theta) * \cos(i - \beta)}}\right]^{-2}$$

Ec. del Coef. Pasivo Dinámico

Empuje Dinamico Activo	
K_{AE}	0.68
E_{AE}	11.037 Ton
ΔE_{AE}	2.584 Ton
Pto. Aplicación	2.460 m

Empuje Dinamico Pasivo	
K_{AE}	1.13
E_{AE}	1.923 Ton
ΔE_{AE}	-5.438 Ton
Pto. Aplicación	0.867 m

Sexagecimales	Radianes
Cos(Φ-θ-β)² = 0.98	1.000
-Cosθ = 0.15	0.982
Cos(β)² = 1.00	1.000
-Cos(δ+β+θ)= 0.80	0.960
Cos(Φ-θ+β)² = 0.98	1.000
-Cos(δ-β+θ)= 0.80	0.960
Cos(i-β)= 1.00	1.000
-sen(Φ+δ) = 0.71	0.284
Sen(Φ-θ-i) = 0.15	0.003
Sen(Φ-θ+i) = 0.15	0.003

B. Empujes de Presión Estática Pasiva y Activa

$$Ka = \frac{1 - \sin\phi}{1 + \sin\phi}$$

Ec. del Coef. Activo Estático

$$Kp = \frac{1 + \sin\phi}{1 - \sin\phi}$$

Ec. del Coef. Pasivo Estático

Empuje Activo	
Ka	0.68
Ea	8.453 Ton
Pto. Aplicación	1.367 m
Empuje Pasivo	
Kp	1.47
Ep	7.362 Ton
Pto. Aplicación	0.867 m

C. Empujes de Presión por Sobrecarga Pasiva y Activa

Empuje Activo por Sobrecarga	
h_{sc}=sc/γ	0.338 m
E sc	1.393 Ton
Pto. Aplicación	2.050 m
Empuje Pasivo por Sobrecarga	
h_{sc}=sc/γ	0.135 m
E sc	0.500 Ton
Pto. Aplicación	0.850 m

D. Fuerzas de Fricción del Muro:

$$F_R = \mu \Sigma R_V * (1 - K_V)$$ → **Ec. de Forma de la Fuerza de Rozamiento**

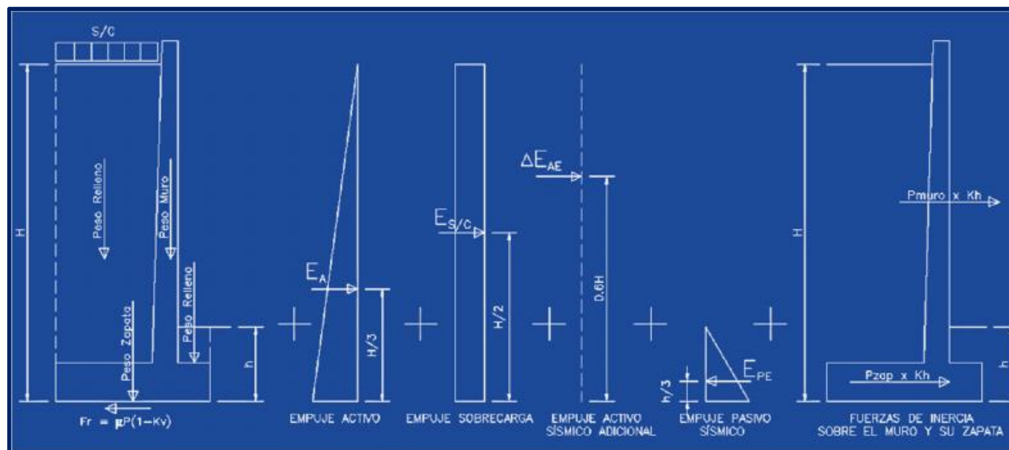
Siendo:

- μ: Coef. De Rozamiento=Tang·δ
- K_V: Coef. De Aceleración Vertical
- R_V: Resultante de Pesos en sobre la Zapata

Fuerza de Friccion del Muro	
ΣR_V(Relle.+Muro+Zap.+Dentellón)	23.113 Ton
ΣR_V SOBRECARGA	1.848 Ton
(1-K): Coef.Aceleración Vertical	0.113
μ:	0.096
F_R:ΣμR_V(1-K_V)=	0.271 Ton

E. Fuerzas Inerciales en el Muro, Zapata y Dentellón:

Fuerza de Inercia sobre el Muro y la Zapata	
R_V Muro x K_h:	0.653 Ton
R_V Zapata x K_h:	1.100 Ton
R_V Dentellón x Kh:	0.110 Ton



Fuente: Antonio Blanco Blasco

6.2.2 **Comprobaciones de los Factores de Seguridad:**

A. Factor de Seguridad por Deslizamiento:

$$F.S_D = \frac{\sum F.Resistentes}{\sum F.Empujes} \geq 1.5$$

Ec. General del Factor de Seguridad por Volteo

$$F.S_D = \frac{E_P + EP_{s/c} + F_R + E_{PE} + W_{PP}}{E_A + EA_{s/c} + \Delta E_{AE} + R_V\ Muro * K_h + R_V\ Zapata * K_h + R_V\ Dentellón * K_h} \geq 1.5$$

Fuerzas Resistentes	
Ep	8.453 Ton
E sc	0.500 Ton
EPE	1.923 Ton
FR:ΣμRv(1-KV)	0.271 Ton
WPP	24.961 Ton
Σ	36.109 Ton

Fuerzas deEmpujes	
Ea	8.453 Ton
E sc	1.393 Ton
ΔEAE	2.584 Ton
RV Muro x Kh:	0.653 Ton
RV Zapata x Kh:	1.100 Ton
RV Dentellón x Kh:	0.110 Ton
Σ	14.293 Ton

F.S.Desz = 2.53	
F.S.Desliz. > 1.5	Correcto!

B. Factor de Seguridad por Volteo:

$$F.S._V = \frac{\sum M_R}{\sum M_E} \geq 1.5$$

Ec. General del Factor de Seguridad por Deslizamiento

$$F.S.Volt. = \frac{Fig\ 1 + Fig.2 + Fig.3 + Fig.4 + Fig.5 + Fig.6}{Mto_{Ea} + Mto.Ea_{sc} - Mto.Ep - Mto.Ep_{sc} + Mto.\Delta E_{AE} - Mto.\Delta E_{PE} + Mto.Rv\ Zapata \cdot Kh + Mto.Rv\ Muro \cdot Kh + Mto.Rv\ Dentellón \cdot Kh} \geq 1.5$$

Momentos Resistentes	
Figura 1	11.804 Ton-m
Figura 2	1.136 Ton-m
Figura 3	4.032 Ton-m
Figura 4	0.907 Ton-m
Figura 5	27.475 Ton-m
Figura 6	0.835 Ton-m
ΣMr	46.189 Ton-m

Momentos de Empujes		Pto de Aplicacion	Mto. de Empuje
Ea	8.453 Ton	1.367 m	11.552 Ton-m
EA sc	1.393 Ton	2.050 m	2.856 Ton-m
Ep	-7.362 Ton	0.867 m	-6.380 Ton-m
EP sc	-0.500 Ton	0.850 m	-0.425 Ton-m
ΔEAE	2.584 Ton	2.460 m	6.357 Ton-m
ΔEPE	-5.438 Ton	0.867 m	-4.713 Ton-m
Rv Muro x Kh	0.653 Ton	4.100 m	2.676 Ton-m
Rv Zapata x Kh:	1.100 Ton	1.700 m	1.869 Ton-m
Rv Dentellón x Kh:	0.110 Ton	0.900 m	0.099 Ton-m
ΣMe			13.891 Ton-m

F.S.Volteo = 3.33

F.S.Volteo > 1.5 **Correcto!**

C. Factor de Seguridad por Capacidad:

I. Propiedades Mecánicas del Suelo:

OBTENCIÓN DE LA CAPACIDAD PORTANTE

Según Terzaghi y Peck

Factor de Seguridad Fs =	1.50		Introducir Dato
Peso Volumétrico γ =	14.51	KN/m3	Dato Automático
Profundidad de Cimentación Df =	1.70	m	Introducir Dato
Ángulo de Fricción Interna Ø =	11.00	°	Introducir Dato
Cohesión c =	19.81	kPa	Dato Automático
Ancho de la Cimentación B =	3.65	m	Introducir Dato
Largo de la Cimentación L =	1.00	m	Introducir Dato
Coef. de Capacidad de Carga Nc =	8.80		Dato Automático
Coef. de Capacidad de Carga Nq =	2.71		Dato Automático
Coef. de Capacidad de Carga Nγ =	1.44		Dato Automático
ξc =	2.12		Dato Automático
ξq =	1.71		Dato Automático
ξγ =	-0.46		Dato Automático

1.- Cálculo de Capacidad Portante en Zapatas Rectangulares

$$q_{adm} = \frac{1}{Fs}\left(cN_c\xi_c + \gamma D_f N_q \xi_q + \frac{1}{2}\gamma B N_\gamma \xi_\gamma\right)$$

q Admisible =	311.35	kPa	Dato Automático
q Admisible =	3.17	Kg/cm2	Dato Automático

2.- Capacidad Neta Permisible del Suelo para Cargas en Servicio

Peso promedio Suelo-Cimentación =	1.94	Tn/m3	Introducir Dato
Sobrecarga =	0.50	Tn/m2	Introducir Dato
Peralte de la Cimentación =	0.70	m	Introducir Dato
q neta =	2.93	Kg/cm2	Dato Automático

3.- Capacidad Neta Permisible del Suelo para Cargas en Servicio Cuando se Incluyen cargas de viento o Sismo

q neta =	3.91	Kg/cm2	Dato Automático

OBTENCIÓN DEL MÓDULO DE SUBRASANTE

Según Modelo Desacoplado de Winkler - FEMA 356/440 o ASCE/SEI 41-06

$$k_{sv} = \frac{1.3\,G}{B(1\text{-}\nu)}$$

Módulo de Corte (G) =	4296.87	Kg/cm2 (*)	Introducir Dato
Módulo de Poisson =	0.45		Introducir Dato
Rigidez Traslacional Ksv =	27.83	Kg/cm3	Dato Automático
Rigidez Traslacional Ksv =	27825.28	Tn/m3	Dato Automático

* Calcular según FEMA 356/440 o ASCE/SEI 41-06 (capítulo 4)

II. Verificación de la Capacidad Ultima del Suelo :

$$\sigma_{max} = \frac{2 \cdot \Sigma V}{3 \cdot \left(\frac{B}{2} - e\right)}$$ → Esfuerzos del Suelo Fuera del Tercio Central

$$\sigma_{max}(punta) = \frac{\Sigma V}{B} * \left(1 + \frac{6_e}{B}\right)$$

$$\sigma_{min}(Talon) = \frac{\Sigma V}{B} * \left(1 - \frac{6_e}{B}\right)$$

} Esfuerzos del Suelo Dentro del Tercio Central

Verificación de la Capacidad Ultima del Suelo	
Mneto = ΣMr - ΣMe	32.298 Ton-m
B (base):	3.65m
ΣV	36.109 Ton
X= Mneto/ΣV :	0.894 m
e=B/2 - X :	0.931 m
e < B/6	CAE FUERA DEL TERCIO CENTRAL
usar: σ1= 2P/3(B/2 -e) y σ2=0	

σmax=	26.91 Ton/m²
σneta=	29.30 Ton/m²
σmax < σneta	correcto!

III. Ingreso del Proyecto Programa Geo5 v2016 :



IV. Ingreso de las Dimensiones y Propiedades Mecánicas de Concreto y Acero en el Muro :



Entrada de datos en el Programa Geo5 con las Dimensiones Estimadas

Unit weight of wall : γ = 23,54 [kN/m3]

Concrete
Catalog
Concrete ACI
f_c' = 20,59 MPa
f_r = 2,83 MPa

Longitudinal reinforcement
Catalog Own
Fy= 4200 Kg/cm2
f_y = 419,73 MPa

Propiedades del Material Concreto y Acero

V.Ingreso de las Propiedades Mecánicas del Suelo:

Identification
Name : Cl(Arcilla Inorganica de Baja a Media Plasticidad,de compresibilidad Baja)

Basic data
Unit weight : γ = 14,51 [kN/m3]
Stress-state : effective
Angle of internal friction : φ_{ef} = 11,00 [°]
Cohesion of soil : c_{ef} = 2,01 [kPa]
Angle of friction struc.-soil : δ = 5,50 [°]

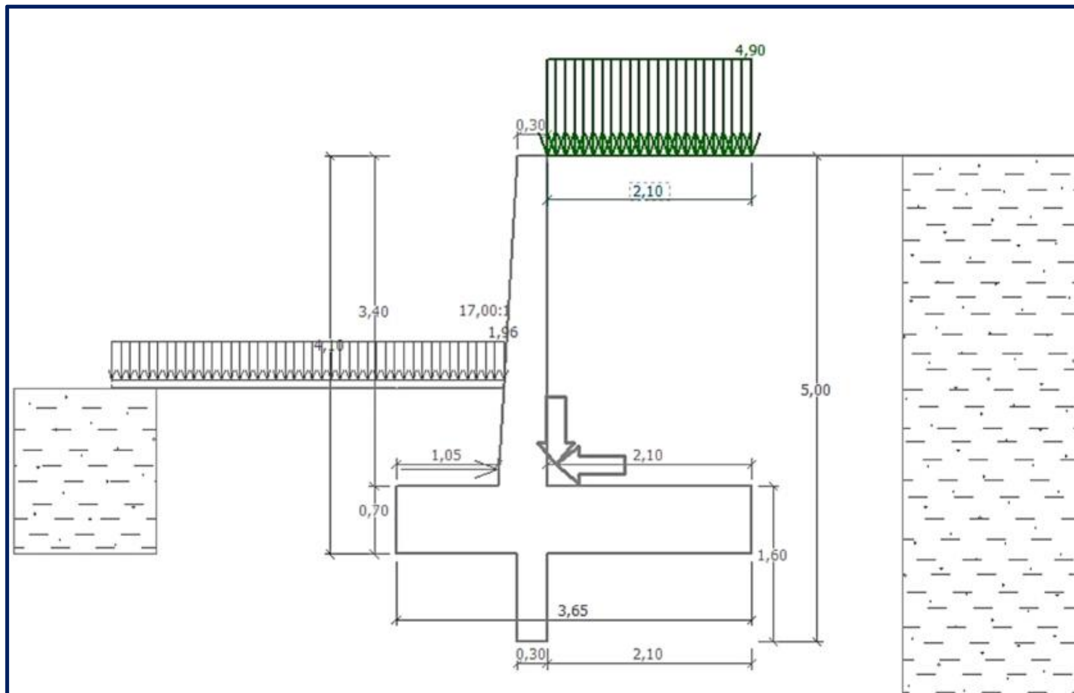
Pressure at rest
Soil : cohesive
Poisson's ratio : ν = 0,45 [-]

Uplift pressure
Calc. mode of uplift : standard
Saturated unit weight : γ_{sat} = 19,15 [kN/m3]

Draw
Pattern and colour
Desktop
Pictures
Classification
Classify
Delete
Add
Cancel

Ingreso de las Propiedades Mecánicas del Suelo

VI. Ingreso de la Sobrecarga sobre la Cresta en el Muro:



Ingreso de la Sobrecarga sobre el Relleno Activo

Surcharge name
Name : sobrecarga en la cresta de 0.5ton/m2
Surcharge properties
Type : Strip
Type of action : variable
Location : on terrain
Starting point : x = 0,00 [m]
Length : l = 2,10 [m]
Input Scheme
Surcharge magnitude
Magnitude : q = 4,90 [kN/m2]
OK + | OK + | OK | Cancel

Cuadro de Dialogo en la Entrada de la Sobrecarga
de 0.50ton/m2 Encima de la cresta

VII.Ingreso de la Sobrecarga sobre el Pie del Muro:

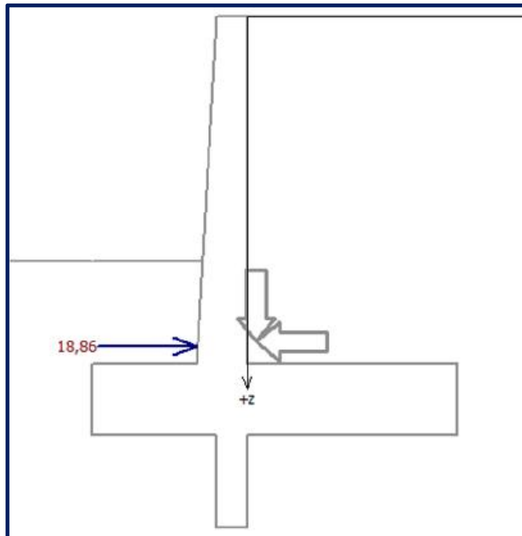


Cuadro de Dialogo donde se muestra la Sobrecarga Asignada en el Pie

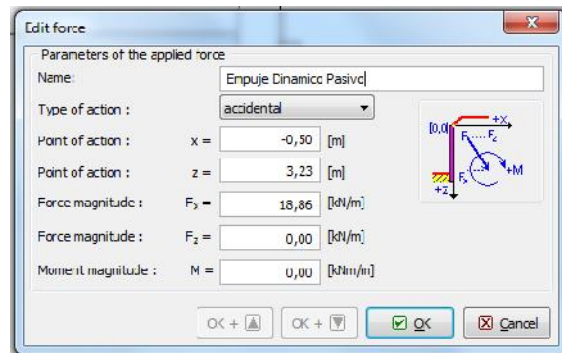


Cuadro de Dialogo en la Entrada de la Sobrecarga de 0.20ton/m2 Encima del Pie

VIII. Ingreso del Empuje Dinámico Pasivo en el Muro:



Cuadro de Dialogo donde se muestra el Ingreso de Empuje Dinámico Pasivo



Entrada de datos para la el Empuje Dinámico Pasivo

IX. Ingreso del Empuje Dinámico Activo en el Muro:

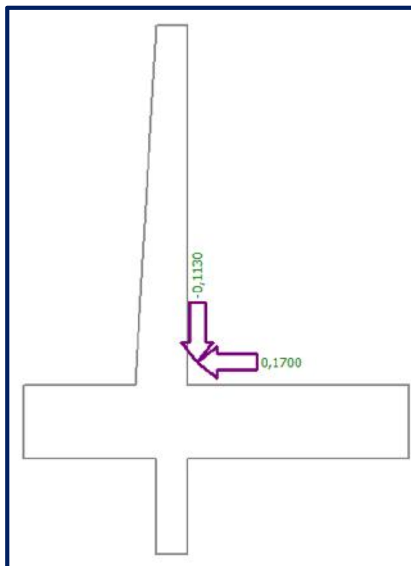
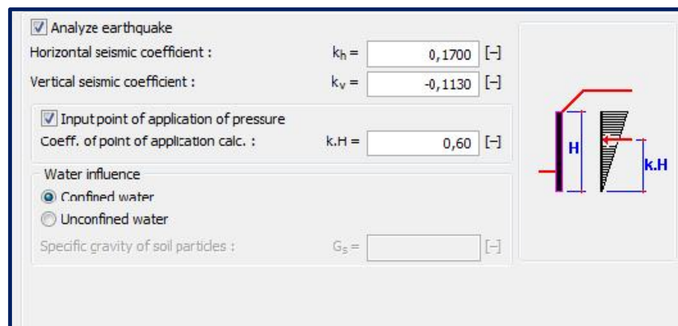


Imagen donde se Muestra la Carga Aplicada según el Empuje Dinámico



Cuadro de Dialogo en la Entrada de datos de los Coeficientes de Aceleración horizontal y Vertical

6.3.0 **Verificación de los Factores de Seguridad Por Volteo:**

Imagen donde se Muestra las Carga Aplicada para la Evaluación de Estabilidad

Name	F_{hor} [kN/m]	App.Pt. z [m]	F_{vert} [kN/m]	App.Pt. x [m]	Coeff. overtur.	Coeff. sliding	Coeff. stress
Weight - wall	0,00	-0,92	98,51	1,64	0,900	0,900	1,250
Earthq. - constr	15,75	-0,92	11,13	1,64	1,000	1,000	1,000
FF resistance	-42,40	-0,03	0,00	1,11	0,900	0,900	0,900
Resistance on front face	-8,66	-0,44	0,00	1,11	0,750	0,750	0,750
Earthq. - face	0,00	-1,70	-19,87	1,11	1,000	1,000	1,000
Weight - earth wedge	0,00	1,55	38,81	2,25	1,000	1,000	1,350
Earthquake - soil wedge	5,60	-1,55	4,39	2,25	1,000	1,000	1,000
Active pressure	110,67	-0,77	51,63	2,78	1,500	1,500	1,500
Earthq. - act.pressure	44,23	-2,10	30,12	3,20	1,000	1,000	1,000
sobrecarga en la cresta de 0.5ton/m2	5,44	-2,66	4,79	2,38	1,750	1,750	1,750
Empuje Dinamico Pasivo	-13,86	-0,87	0,00	1,05	0,000	0,000	0,000

Verification of complete wall

Check for overturning stability
Resisting moment M_{res} = 551,05 kNm/m
Overturning moment M_{ovr} = 271,89 kNm/m
Wall for overturning is SATISFACTORY

Cuadro de Dialogo donde se Muestran los Valores de Estabilidad al Volteo y los Resultados Obtenidos

6.3.1 **Verificación de los Factores de Seguridad Por Capacidad:**

106,76
106,76

Bearing cap.

Bearing capacity of foundation soil check

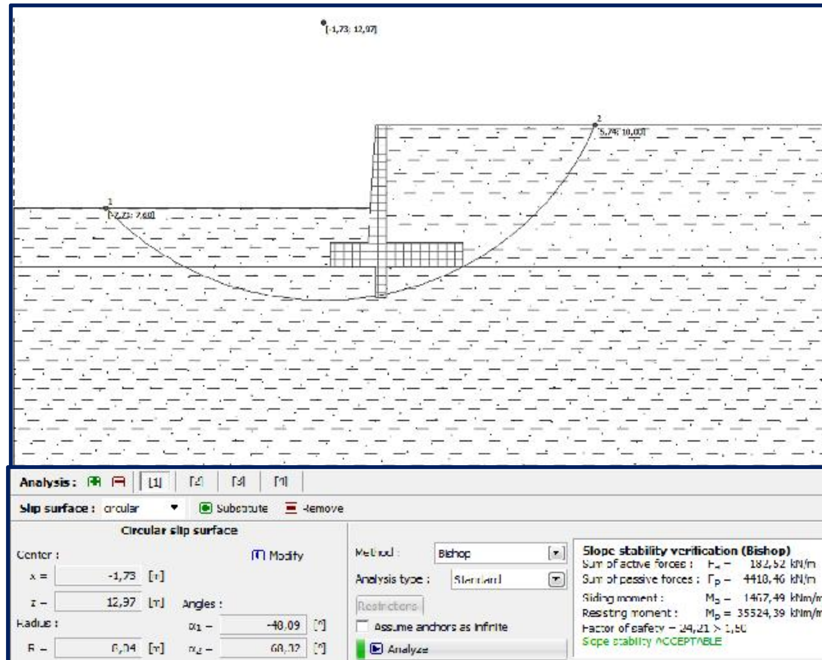
Eccentricity verification
Max. eccentricity of normal force e = 485,3 mm
Maximum allowable eccentricity e_{alw} = 1204,5 mm
Eccentricity of the normal force is SATISFACTORY

Footing bottom bearing capacity verification
Design bearing capacity of foundation soil R = 28733,48 kPa
Partial factor on earth resistance γ_{Rv} = 0,45
Max. stress at footing bottom σ = 106,76 kPa
Bearing capacity of foundation soil R_d = 12930,07 kPa
Bearing capacity of foundation soil is SATISFACTORY

Overall verification - bearing capacity of found. soil is SATISFACTORY

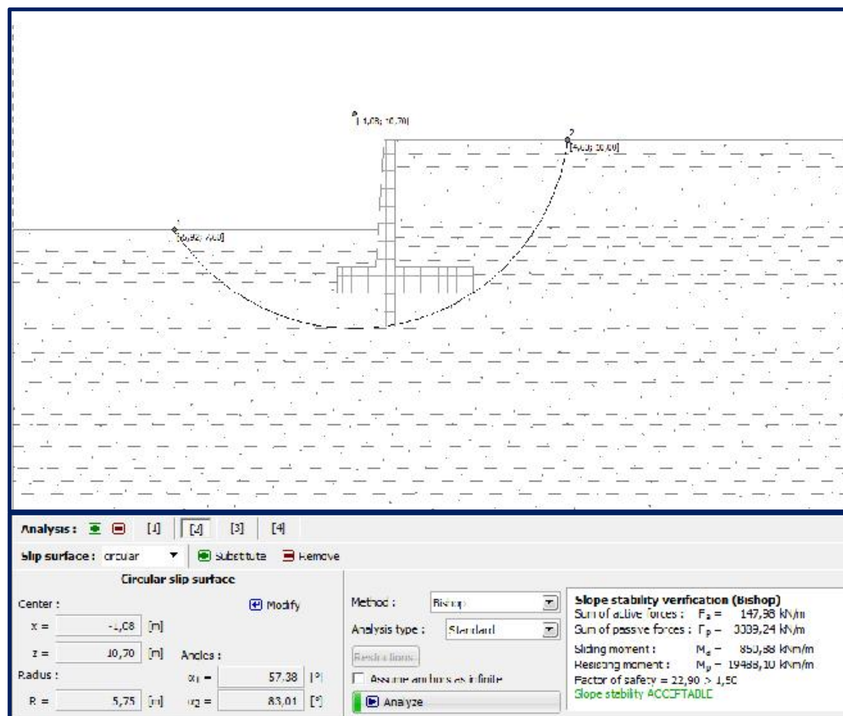
Verification
SATISFACTORY
SATISFACTORY

6.3.2 **Verificación de la estabilidad del Talud :**



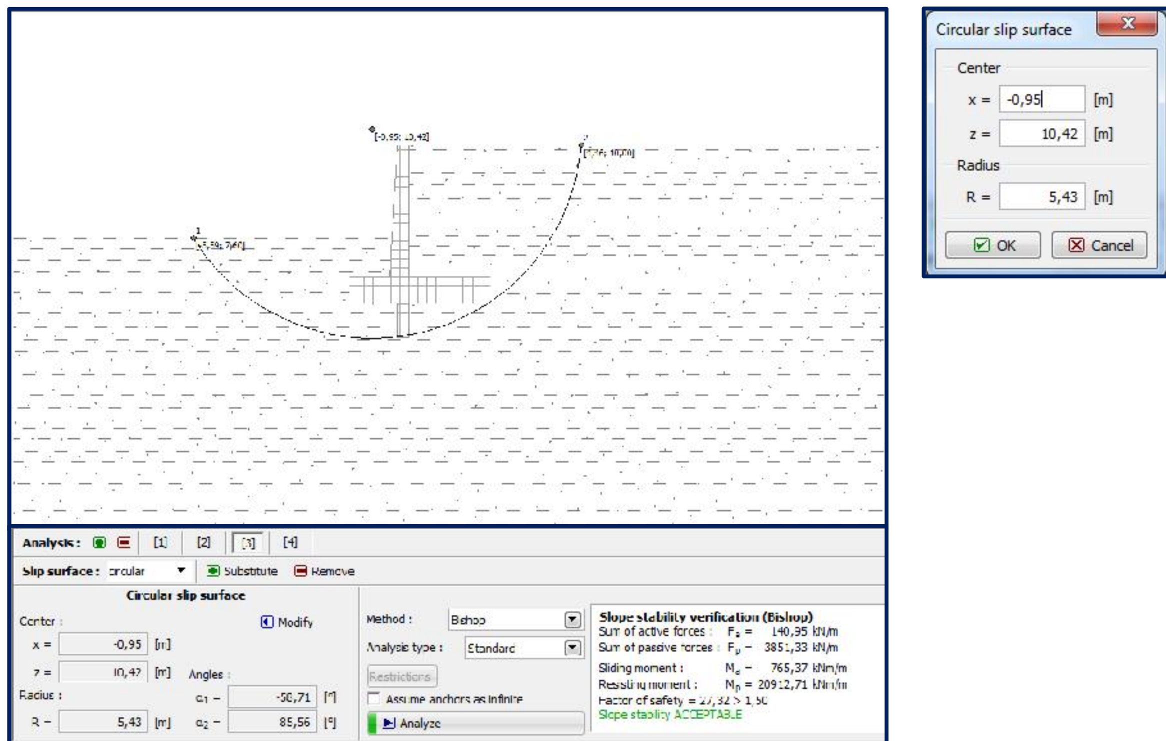
Circular slip surface
Center
x = -1,73 [m]
z = 12,97 [m]
Radius
R = 8,04 [m]
OK Cancel

1er Aproximación



Circular slip surface
Center
x = -1,08 [m]
z = 10,70 [m]
Radius
R = 5,75 [m]
OK Cancel

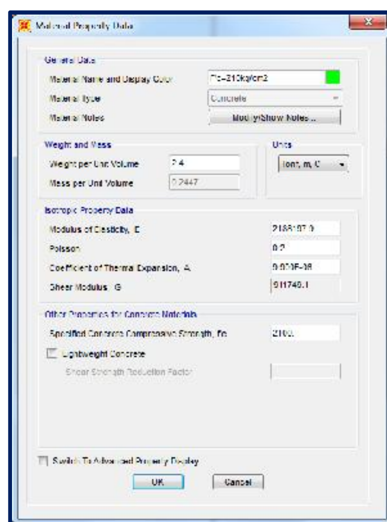
2da Aproximación

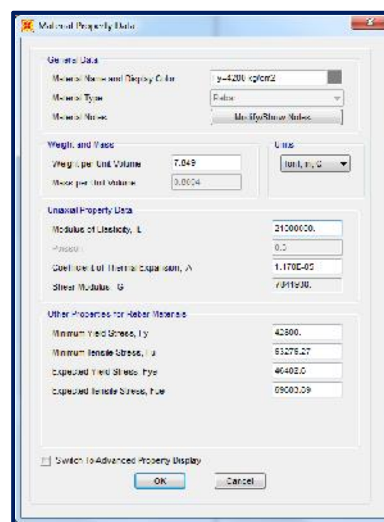


3er Aproximación

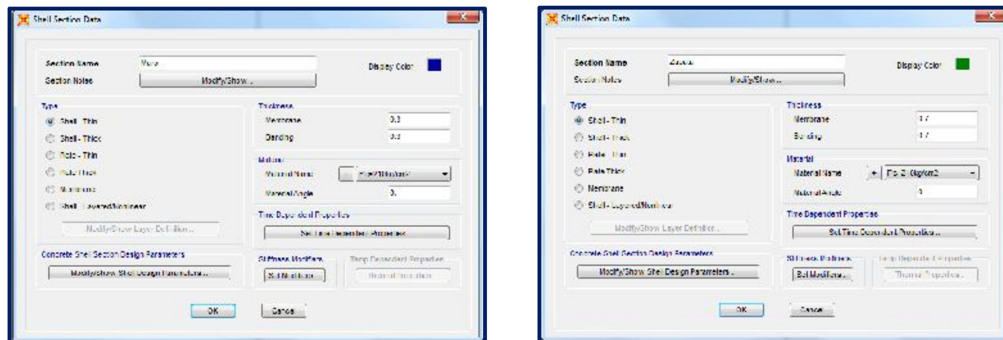
6.4.0 **Análisis del Muro de Contención:**

6.4.1 **Ingreso de las propiedades Mecánicas del Concreto y Acero en el programa SAP2000 v18.0:**

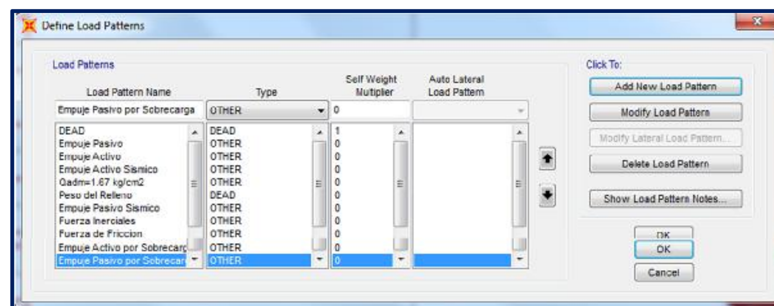




6.4.2 **Propiedades Geométricas del Muro de Contención:**



6.4.3 **Estados de Cargas del Muro de Contención:**



6.4.4 **Estados de Cargas del Muro de Contención:**

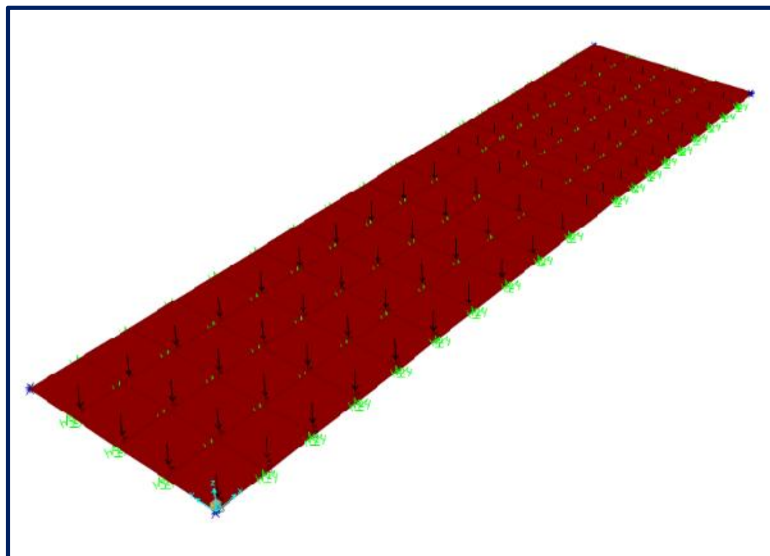
I. Peso del Relleno en el Talón y Pie de la Zapata:



Peso en el Talón del Muro

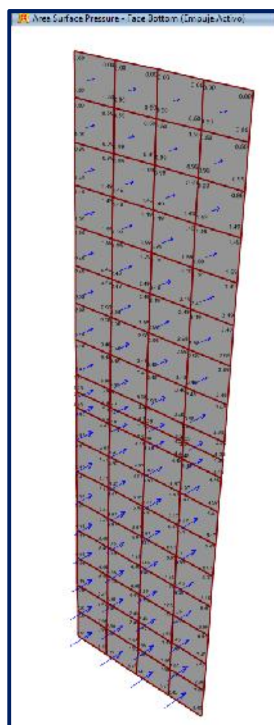


Peso en el Pie del Muro



Ubicación de la carga sobre la Zapata

II. Empuje Estático Activo del Relleno en el Muro:



General

Joint Pattern Name: Ka

Pattern Assignment Type

- X, Y, Z Multipliers (Pattern Value = Ax + By + Cz + D)
- Z Coordinate at Zero Pressure and Weight per Unit Volume

Pattern Value = Ax + By + Cz + D

Constant A	0	1/m
Constant B	0	1/m
Constant C	2.486	1/m
Constant D	8.453	

Restrictions

- Use All Values
- Zero Negative Values
- Zero Positive Values

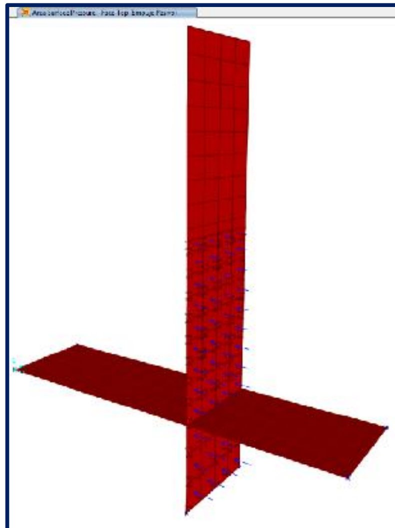
Options

- Add to Existing Values
- Replace Existing Values
- Delete Existing Values

Reset Form to Default Values

OK Close Apply

III. Empuje Estático Pasivo del Relleno en el Muro:



General
Joint Pattern Name: Kp

Pattern Assignment Type
- X, Y, Z Multipliers (Pattern Value = Ax + By + Cz + D)
- Z Coordinate at Zero Pressure and Weight per Unit Volume

Pattern Value Ax + By + Cz + D

Constant A	0	1/m
Constant B	0	1/m
Constant C	-2.832	1/m
Constant D	7.362	

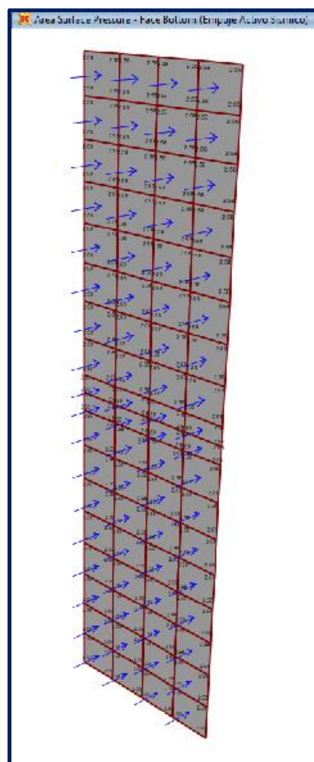
Restrictions
- Use All Values
- Zero Negative Values
- Zero Positive Values

Options
- Add to Existing Values
- Replace Existing Values
- Delete Existing Values

Reset Form to Default Values

OK Close Apply

IV. Empuje Incremental Dinámico Activo del Relleno en el Muro:



General
Joint Pattern Name: KAE

Pattern Assignment Type
- X, Y, Z Multipliers (Pattern Value = Ax + By + Cz + D)
- Z Coordinate at Zero Pressure and Weight per Unit Volume

Pattern Value Ax + By + Cz + D

Constant A	0	1/m
Constant B	0	1/m
Constant C	0	1/m
Constant D	2.504	

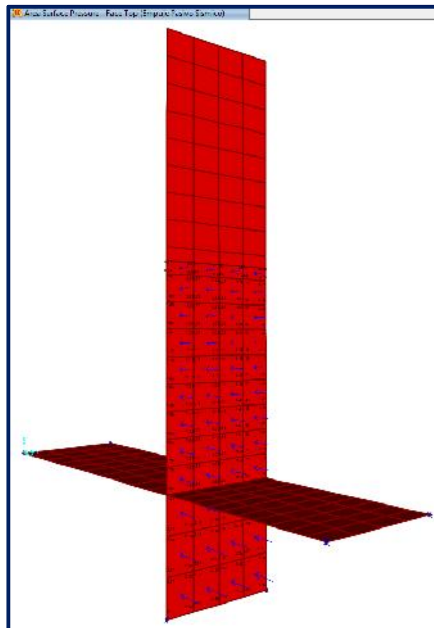
Restrictions
- Use All Values
- Zero Negative Values
- Zero Positive Values

Options
- Add to Existing Values
- Replace Existing Values
- Delete Existing Values

Reset Form to Default Values

OK Close Apply

V. Empuje Dinámico Pasivo del Relleno en el Muro:



General
Joint Pattern Name: KPF

Pattern Assignment Type
X, Y, Z Multipliers (Pattern Value Ax + By + Cz + D)
Z Coordinate at Zero Pressure and Weight per Unit Volume

Pattern Value = Ax + By + Cz + D

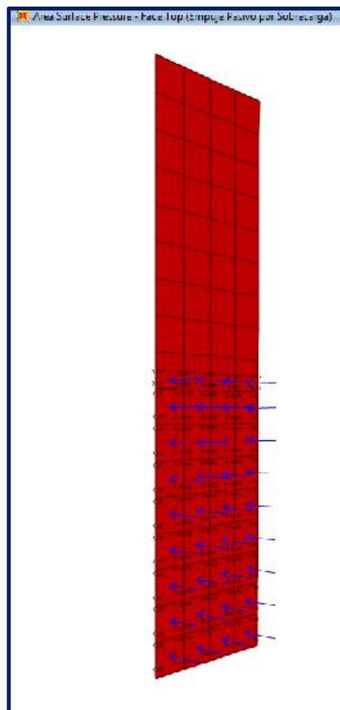
Constant A	0	1/m
Constant B	0	1/m
Constant C	-0.74	1/m
Constant D	1.923	

Restrictions
Use All Values
Zero Negative Values
Zero Positive Values

Options
Add to Existing Values
Replace Existing Values
Delete Existing Values

Reset Form to Default Values
OK Close Apply

VI. Empuje Pasivo por Sobrecarga del Relleno en el Muro:



General
Joint Pattern Name: Kp s/c

Pattern Assignment Type
X, Y, Z Multipliers (Pattern Value Ax + By + Cz + D)
Z Coordinate at Zero Pressure and Weight per Unit Volume

Pattern Value = Ax + By + Cz + D

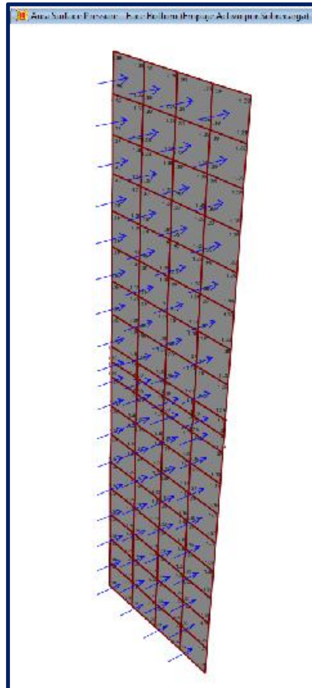
Constant A	0	1/m
Constant B	0	1/m
Constant C	0	1/m
Constant D	0.5	

Restrictions
Use All Values
Zero Negative Values
Zero Positive Values

Options
Add to Existing Values
Replace Existing Values
Delete Existing Values

Reset Form to Default Values
OK Close Apply

VII. Empuje Activo por Sobrecarga del Relleno en el Muro:

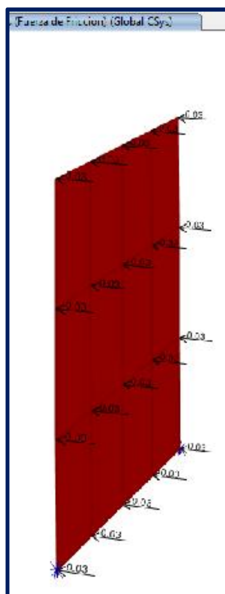


General
Joint Pattern Name: Ka s/c
Pattern Assignment Type
X, Y, Z Multipliers (Pattern Value = Ax + By + Cz + D)
Z Coordinate at Zero Pressure and Weight per Unit Volume
Pattern Value Ax + By + Cz + D

Constant A	0	1/m
Constant B	0	1/m
Constant C	0	1/m
Constant D	1.393	

Restrictions: Use All Values / Zero Negative Values / Zero Positive Values
Options: Add to Existing Values / Replace Existing Values / Delete Existing Values
Reset Form to Default Values
OK | Close | Apply

VIII. Fuerzas de Fricción Sobre el Dentellón:

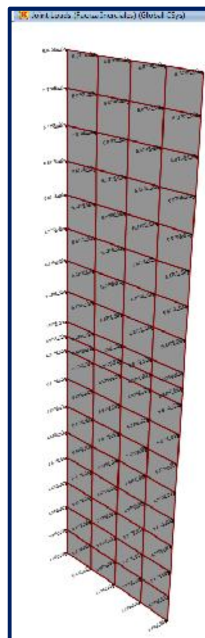


General
Load Pattern: Fuerza de Friccion
Coordinate System: GLOBAL
Forces

Force Global X	-0.654/20	tonf
Force Global Y	0	tonf
Force Global Z	0	tonf
Moment about Glob	0	tonf-m
Moment about Glob	0	tonf-m
Moment about Glob	0	tonf-m

Options: Add to Existing Loads / Replace Existing Loads / Delete Existing Loads
Reset Form to Default Values
OK | Close | Apply

IX. Fuerzas de Inerciales Sobre el Muro:



General
Load Pattern: Fuerza Inerciales
Coordinate System: GLOBAL

Forces

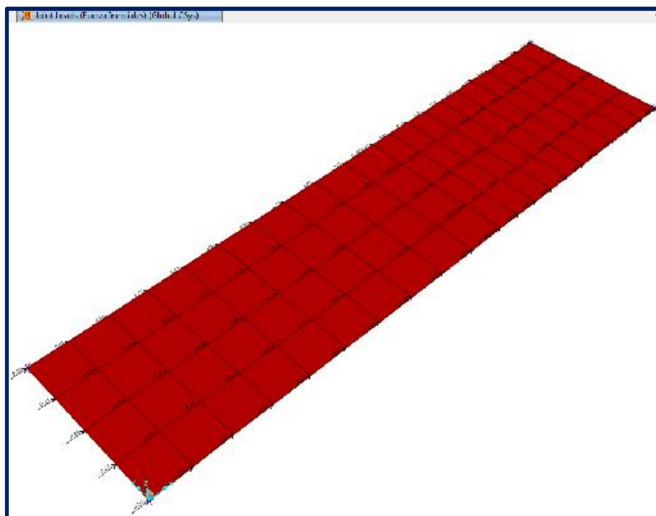
Force Global X	0.653/95	tonf
Force Global Y	0	tonf
Force Global Z	0	tonf
Moment about Glob	0	tonf-m
Moment about Glob	0	tonf-m
Moment about Glob	0	tonf-m

Options
- Add to Existing Loads
- Replace Existing Loads
- Delete Existing Loads

Reset Form to Default Values

OK | Close | Apply

X. Fuerzas de Inerciales Sobre la Zapata:



General
Load Pattern: Fuerza Inerciales
Coordinate System: GLOBAL

Forces

Force Global X	1.10/110	tonf
Force Global Y	0	tonf
Force Global Z	0	tonf
Moment about Glob	0	tonf-m
Moment about Glob	0	tonf-m
Moment about Glob	0	tonf-m

Options
- Add to Existing Loads
- Replace Existing Loads
- Delete Existing Loads

Reset Form to Default Values

OK | Close | Apply

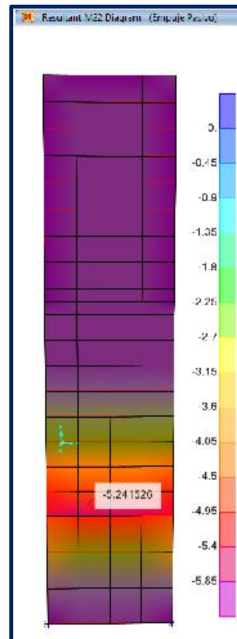
XI. Fuerzas de Inerciales Sobre el Dentellón:



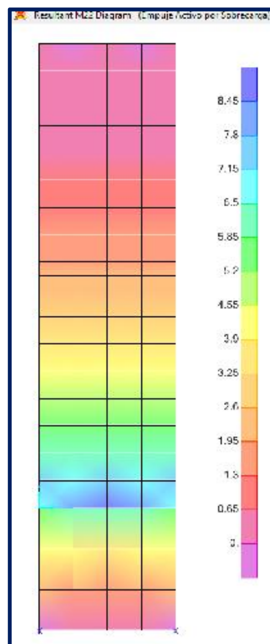
6.4.5 Resultados Obtenidos del Análisis Estructural de Muro de contención en el programa SAP2000 v18.0:

I. Estado de Carga (Empuje Activo): los momentos críticos serán alrededor el eje local 2, puesto que en ese sentido se requerirá el acero de refuerzo longitudinal, para nuestro caso el refuerzo relevante ocurre en la cara interna de la pantalla, puesto que ahí la fibra se traccionará y la exterior se comprimirá.

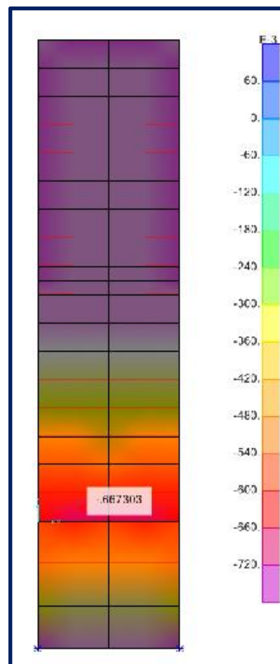
II.Estado de Carga (Empuje Pasivo): los momentos críticos serán alrededor el eje local 2, puesto que en ese sentido se requerirá el acero de refuerzo longitudinal, para nuestro caso el refuerzo relevante ocurre en la cara externa de la pantalla, puesto que ahí la fibra se traccionará y la interior se comprimirá



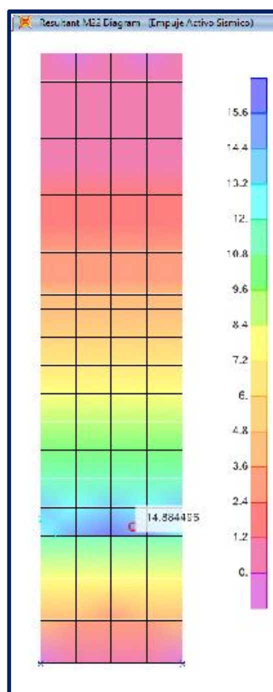
III.Estado de Carga (Empuje Activo por Sobrecarga):



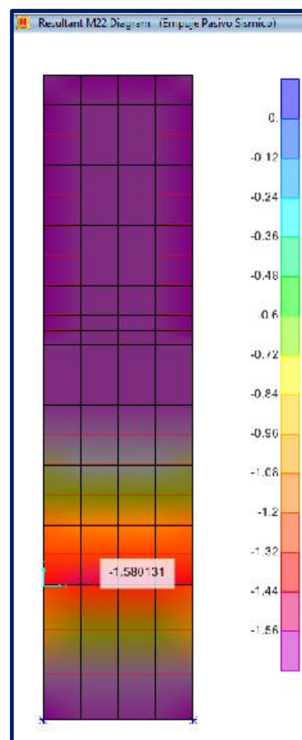
IV.Estado de Carga (Empuje Pasivo por Sobrecarga):



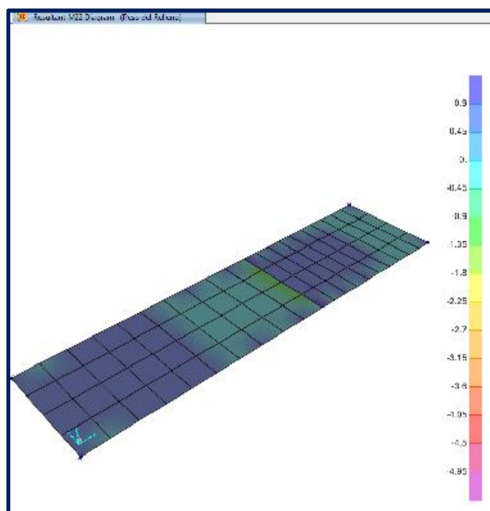
V.Estado de Carga (Empuje Incremental Sísmico Activo):

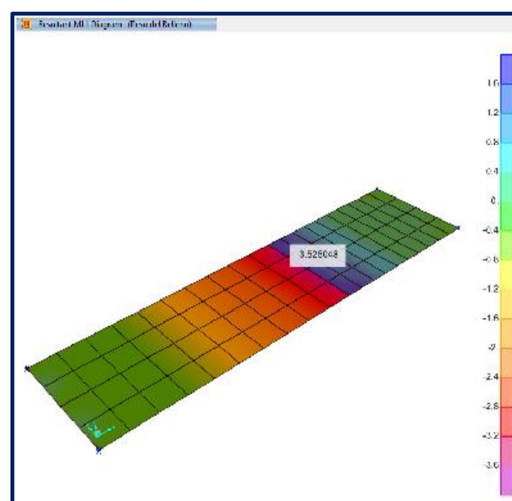


VI.Estado de Carga (Empuje Sísmico Pasivo):

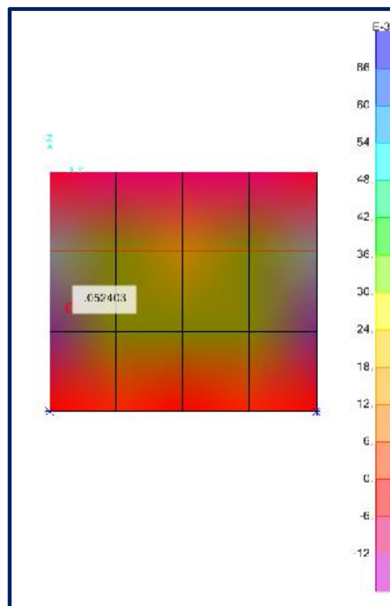


VII.Estado de Carga (Peso del Relleno):

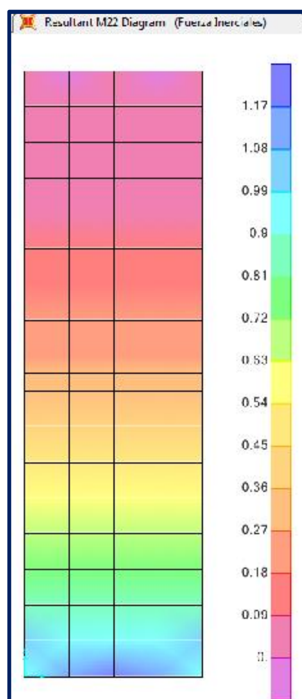




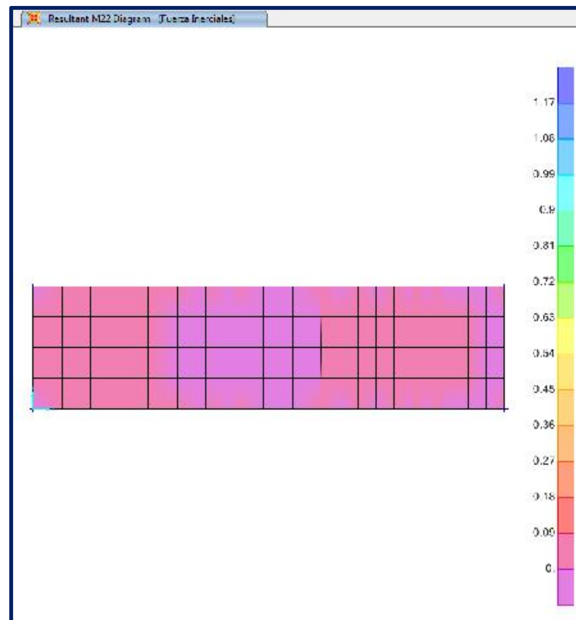
VIII. Estado de Carga (Fuerzas de Fricción):



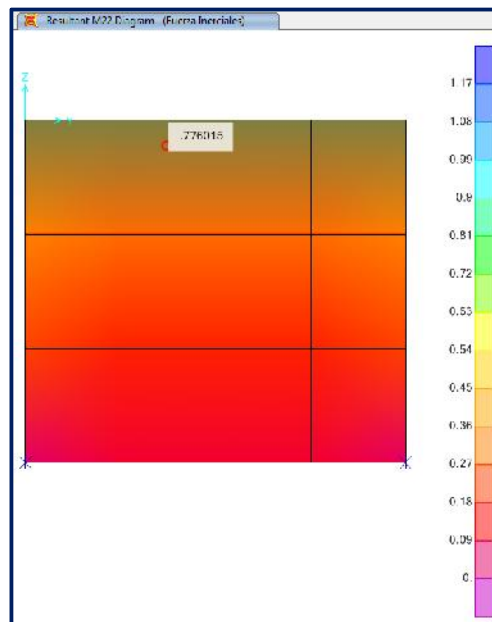
IX. Estado de Carga (Fuerzas de Inercia Muro):



X.Estado de Carga (Fuerzas de Inercia en la Zapata):



XI.Estado de Carga (Fuerzas de Inercia en el Dentellón):



6.4.6 **Combinaciones de Carga ACI-318:**

$$U_1 = 1.4 \cdot P.Propio + 1.4 \cdot P.Relleno$$

$$U_2 = 1.2 \cdot P.Propio + 1.2 \cdot P.Relleno + 1.6 \cdot SC.Activa + 1.6 \cdot SC.Pasiva + 1.6 \cdot E.Activo + 1.6 \cdot E.Pasivo + 1.6 \cdot F.Friccion$$

$$U_3 = 1.2 \cdot P.Propio + 1.0 \cdot SC.Activa + 1.0 \cdot SC.Pasiva$$

$$U_4 = 1.2 \cdot P.Propio + 1.5 \cdot SC.Activa + 1.5 \cdot SC.Pasiva$$

$$U_5 = 1.2 \cdot P.Propio + 1.0 \cdot E.Sismico\ Activo + 1.0 E.Sismico\ Pasivo + 1.0 \cdot F.I.Muro + 1.0 \cdot F.I\ Zapata + 1.0 \cdot F.I\ Dentellon + 1.0 \cdot SC\ Activa + 1.0 \cdot SC\ Pasiva$$

$$U_6 = 0.9 \cdot P.Propio + 1.6 \cdot E.Activo + 1.6 \cdot E.Pasivo + 1.6 \cdot F.Friccion$$

$$U_7 = 0.9 \cdot P.Propio + 1.0 \cdot E.Sismico\ Activo + 1.0 E.Sismico\ Pasivo + 1.0 \cdot F.I.Muro + 1.0 \cdot F.I\ Zapata + 1.0 \cdot F.I\ Dentellon + 1.6 \cdot E.Activa + 1.6 \cdot E.Pasiva + 1.6 \cdot F.Fricion$$

Load Combination Name (User-Generated) U1
Notes — Modify/Show Notes...
Load Combination Type — Linear Add
Options — Convert to User Load Combo — Create Nonlinear Load Case from Load Combo
Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.4
DEAD	Linear Static	1.4
Peso del Relleno	Linear Static	1.4

Add — Modify — Delete
OK — Cancel

Load Combination Name (User-Generated) U2
Notes — Modify/Show Notes...
Load Combination Type — Linear Add
Options — Convert to User Load Combo — Create Nonlinear Load Case from Load Combo
Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.2
DEAD	Linear Static	1.2
Peso del Relleno	Linear Static	1.2
Empuje Activo por Sobrecarga	Linear Static	1.6
Empuje Pasivo por Sobrecarga	Linear Static	1.6
Empuje Activo	Linear Static	1.6
Empuje Pasivo	Linear Static	1.6
Fuerza de Friccion	Linear Static	1.6

Add — Modify — Delete
OK — Cancel

Load Combination Name (User-Generated) U3
Notes Modify/Show Notes
Load Combination Type Linear Add
Options
Convert to User Load Combo | Create Nonlinear Load Case from Load Combo
Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.2
DEAD	Linear Static	1.2
Empuje Activo por Sobrecarga	Linear Static	1
Empuje Pasivo por Sobrecarga	Linear Static	1.

Add | Modify | Delete
OK | Cancel

Load Combination Name (User-Generated) U4
Notes Modify/Show Notes...
Load Combination Type Linear Add
Options
Convert to User Load Combo | Create Nonlinear Load Case from Load Combo
Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.2
DEAD	Linear Static	1.2
Empuje Activo por Sobrecarga	Linear Static	1.5
Empuje Pasivo por Sobrecarga	Linear Static	1.5

Add | Modify | Delete
OK | Cancel

Load Combination Name (User-Generated) U5
Notes Modify/Show Notes...
Load Combination Type Linear Add
Options
Convert to User Load Combo | Create Nonlinear Load Case from Load Combo
Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	1.2
DEAD	Linear Static	1.2
Empuje Activo Sismico	Linear Static	1
Empuje Pasivo Sismico	Linear Static	1
Fuerza Inerciales	Linear Static	1
Empuje Pasivo por Sobrecarga	Linear Static	1
Empuje Activo por Sobrecarga	Linear Static	1

Add | Modify | Delete
OK | Cancel

Load Combination Name (User-Generated) U6
Notes Modify/Show Notes...
Load Combination Type Linear Add
Options
Convert to User Load Combo | Create Nonlinear Load Case from Load Combo
Define Combination of Load Case Results

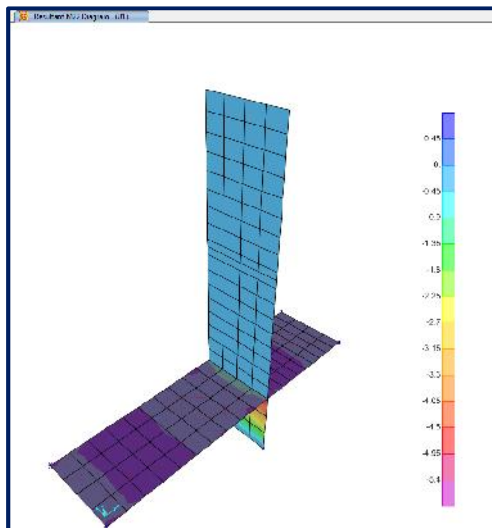
Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	0.9
DEAD	Linear Static	0.9
Empuje Activo	Linear Static	1.6
Empuje Pasivo	Linear Static	1.8
Fuerza de Friccion	Linear Static	1.6

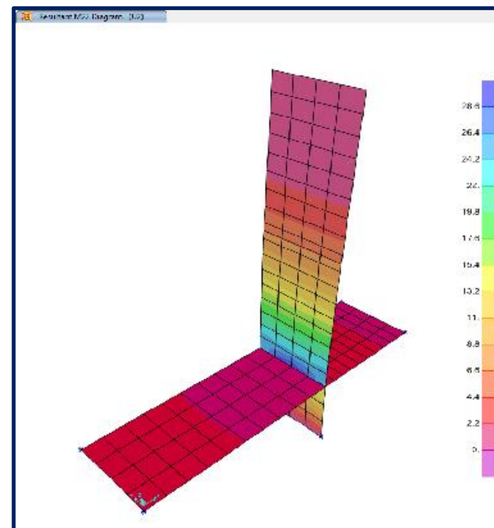
Add | Modify | Delete
OK | Cancel

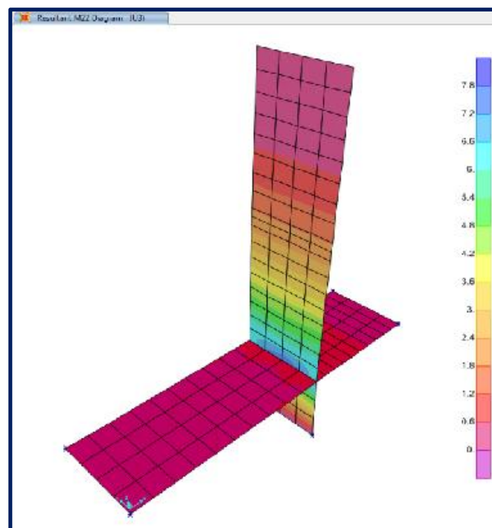
Load Combination Name (User-Generated) U7
Notes Modify/Show Notes...
Load Combination Type Linear Add
Options
Convert to User Load Combo | Create Nonlinear Load Case from Load Combo
Define Combination of Load Case Results

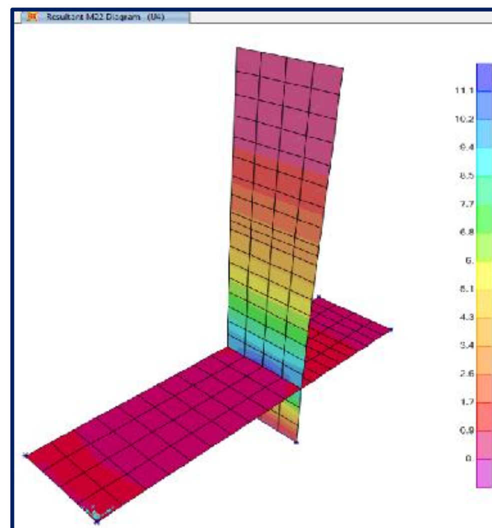
Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
DEAD	Linear Static	0.9
DEAD	Linear Static	0.9
Empuje Activo	Linear Static	1.6
Empuje Pasivo	Linear Static	1.6
Fuerza de Friccion	Linear Static	1.6
Empuje Activo Sismico	Linear Static	1.
Empuje Pasivo Sismico	Linear Static	1.
Fuerza Inerciales	Linear Static	1.

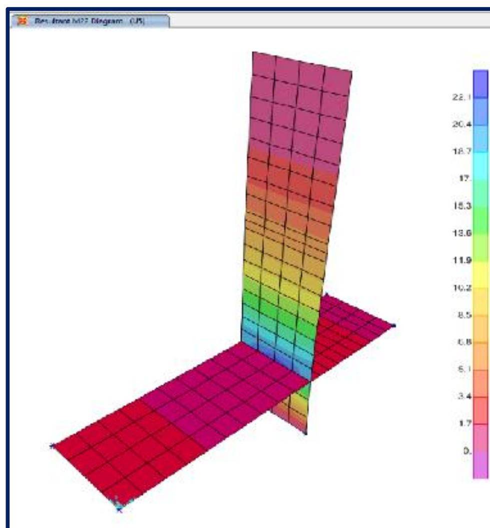
Add | Modify | Delete
OK | Cancel

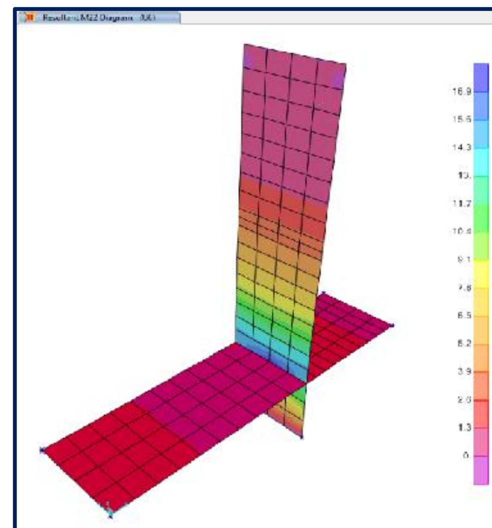

0.45
0.
-0.45
-1.35
-2.7
-3.15
-4.05
-4.5

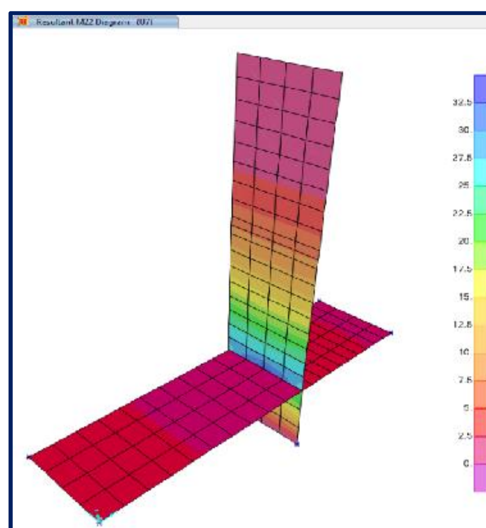

26.4
24.2
22.
19.8
15.4
11.
8.8
4.4
2.2


7.8
7.2
6.6
6.
5.4
4.8
4.2
3.6
3.
2.4
1.8
1.2
0.6
0.

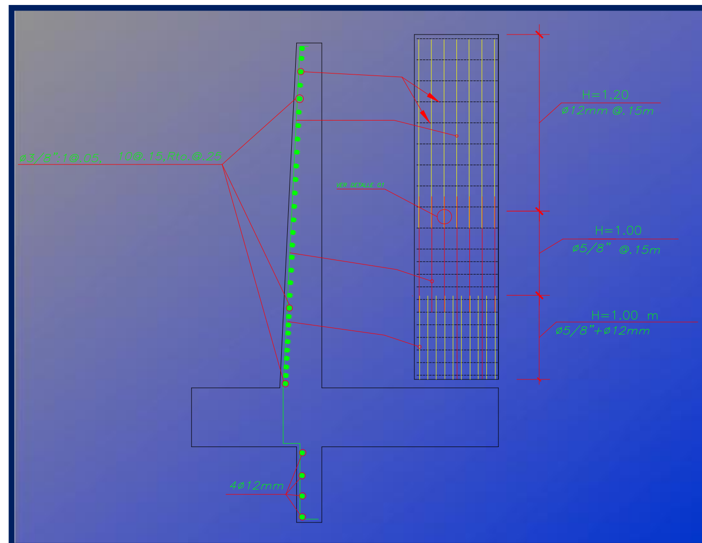

Resultant M22 Diagram (U4)
11.1
10.2
8.5
7.7
6.8
6.
5.1
4.3
3.4
2.6
1.7
0.9
0.

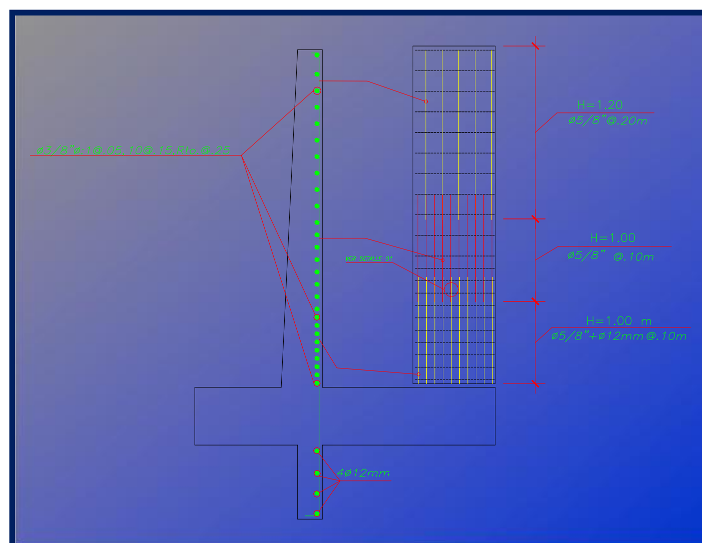


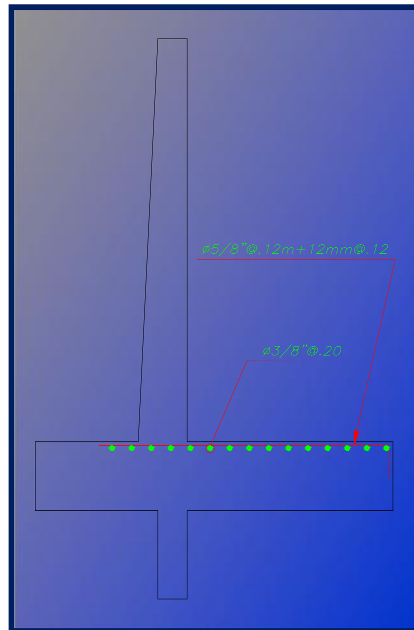


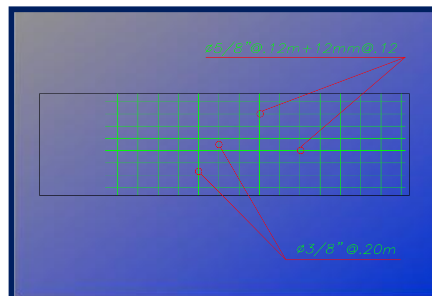


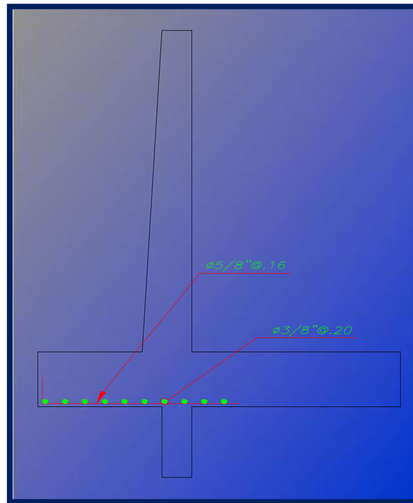
6.5.0 **Diseño Estructural del Muro de Contencion:**

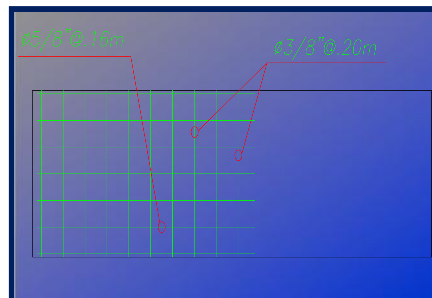

H=1.20
ø12mm @.15m
ø3/8":1@.05, 10@.15,Rto.@.25
VER DETALLE 01
H=1.00
ø5/8" @.15m
H=1.00 m
ø5/8"+ø12mm
4ø12mm


H=1.20
ø5/8"@.20m
ø3/8"ø:1@.05,10@.15,Rto.@.25
H=1.00
ø5/8" @.10m
VER DETALLE 01
H=1.00 m
ø5/8"+ø12mm@.10m
4ø12mm


ø5/8"@.12m+12mm@.12
ø3/8"@.20


ø5/8"@.12m+12mm@.12
ø3/8" @.20m


ø5/8"@.16
ø3/8"@.20


ø5/8"@.16m
ø3/8"@.20m